



INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO

Cátia Vanessa Martins Moura

ESTUDO COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES

Mestrado em Construções Cívicas
Especialização em Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

Dezembro de 2012

MESTRADO EM CONSTRUÇÕES CIVIS 2011/2012

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-258 827 636

Editado por

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Av. do Atlântico, s/n

4900-648 VIANA DO CASTELO

Portugal

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-351-258 827 636



direcção@estg.ipv.pt



<http://www.estg.ipv.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Construções Civis - 2011/2012 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

MEMBROS DO JÚRI

Presidente: Professor Doutor Mário Russo, ESTG

Vogal Arguente: Professor Doutor Pedro da Silva Delgado, ESTG

Vogal (Orientador): Doutor Mário Marques, ex- ESTG e FEUP

Aos meus Pais
e Irmão

“O que prevemos raramente ocorre, o que menos esperamos geralmente acontece.”

Benjamin Disraeli

AGRADECIMENTOS

A concretização desta dissertação não seria possível sem o contributo, o apoio e à amizade daqueles que me acompanharam ao longo deste percurso. A todos, desejo expressar uma palavra de agradecimento.

Gostaria de agradecer especialmente ao Professor Mário Marques, meu orientador, pela dedicação e paciência demonstrada, por todo o apoio prestado e pela constante motivação que muito contribuiu para a conclusão desta dissertação, pelos conhecimentos transmitidos e pelo fornecimento de bibliografia importante, e sobretudo pela forma amigável e simpática como acompanhou o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores da Licenciatura e Mestrado pela transmissão da sua sabedoria, com destaque aos do ramo de Estruturas.

Aos meus colegas e amigos de curso, manifesto o meu agradecimento pelo apoio e amizade demonstrada ao longo dos últimos anos. Particularmente, Hélder Durães, Tânia Mota, Susana Julião, Bruno Pires, Ana Margarida Mota, Epiphane Amorim pelo companheirismo e espírito de grupo vivido durante muitas horas despendidas na realização de trabalhos, pelos momentos de descontração e pelo agradável ambiente que sempre se gerou.

Um agradecimento especial aos meus amigos, em particular, Ana Serapicos, Ricardo Vitoriano, Cristiana Chivarria, Carlos Sotelo, Celine Sousa e César Silva pelas manifestações de amizade e por todos os momentos que vivemos durante os últimos anos, que de certa forma contribuíram para o meu crescimento a nível pessoal.

Ao Diogo Pires expressei a minha sincera gratidão pela sua dedicação, cumplicidade, paciência e sempre com o intuito de me proporcionar bons momentos ajudando a superar os menos positivos.

Finalmente, um agradecimento muito especial a toda a minha família por toda a sua compreensão, afecto e pelo incentivo constante durante a execução desta dissertação. Em particular aos meus pais, António Manuel e Maria de Assunção, por me possibilitarem a realização desta etapa, pela confiança que depositaram em mim e pelo apoio que me transmitiram. Ao meu irmão Tozé pelo seu exemplo de lutador pela vida.

A todos, e mesmo àqueles que não foram mencionados mas que ainda assim contribuíram para a conclusão deste percurso, muito obrigado!

RESUMO

A interpretação dos mecanismos associados aos danos sofridos em estruturas de pontes e viadutos devidos à ocorrência de sismos, num passado recente, veio a comprovar a vulnerabilidade à acção sísmica destas estruturas. Uma parte significativa destes danos aconteceu devido à incapacidade dos materiais dissiparem a energia transmitida pelo sismo, portanto reconhece-se que na avaliação do comportamento sísmico destas estruturas não pode deixar de considerar o comportamento não linear.

Actualmente, entende-se que as análises não lineares dinâmicas são a metodologia mais adequada para a avaliação sísmica estrutural. Contudo, devido às dificuldades de realização destas análises, desenvolveram-se ao longo dos últimos anos, análises não lineares estáticas, também denominadas de análise pushover que constituem uma ferramenta de análise sísmica de pontes bastante simples mas, no entanto, uma alternativa válida, prática e eficiente pela comunidade científica.

O presente trabalho tem como principal objectivo o estudo comparativo da aplicação deste tipo de metodologias para avaliação do comportamento sísmico de pontes. Para atingir esse objectivo, é realizado um conjunto de análises pushover, convencional (considerando diferentes tipos de carga) e adaptativa a uma ponte de betão armado, recorrendo à modelação da não linearidade distribuída ao longo dos elementos estruturais por um modelo de fibras. Os pontos de desempenho estrutural obtiveram-se de acordo com o procedimento proposto no Eurocódigo 8, o método N2. Com o intuito de identificar a aplicabilidade da técnica de análise pushover, esta foi comparada com as análises não lineares incrementais dinâmicas.

Por fim, são analisados alguns parâmetros de resposta sísmica, como deslocamentos do tabuleiro, momentos dos pilares e do tabuleiro, bem como esforços de corte nos pilares da ponte, obtidas pelas diferentes possibilidades de análise referidas, com o objectivo de avaliar o comportamento sísmico de pontes e comparar e validar as metodologias simplificadas de análise, identificando as suas potencialidades e eventuais limitações.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes, avaliação sísmica, análise *pushover*, modelo de fibras, método N2.

ABSTRACT

The judgment of structural failure mechanisms associated with the damage in structures of bridges due to the occurrence of earthquakes, in the recent past, came to demonstrate the seismic vulnerability of these structures. A significant portion of these damages occurred due to the inability of the material to dissipate energy imparted by the earthquake, so it is recognized that the evaluation of the seismic behavior of these structures can not but consider the nonlinear behavior.

Currently, it is understood that nonlinear dynamic analyses are the most appropriate methodologies for assessing seismic structural behaviour. However, due to difficulties in performing these analyses, nonlinear static methods have been developed over the past few years, also called as pushover analysis and being fairly simple but nevertheless a valid, practical and efficient alternative analysis tool for the seismic assessment of bridges, by the scientific community.

The present work has as main objective the comparative study of the application of such methodologies to evaluate the seismic performance of bridges. In order to achieve this goal, a series of pushover analyses have been conducted, conventional (considering different types of load patterns) and adaptive variants in a reinforced concrete bridge, considering the nonlinear distributed along the structural element's length, also labeled as a fiber model. The seismic structural performance of the bridge is computed following the N2 method that is recommended in Eurocode 8. With the aim of identifying the applicability of the pushover techniques, were also included in the study, as reference values, the results of a performed set of incremental nonlinear dynamic analyses.

Finally, some structural parameters are evaluated to assess the seismic response of the bridge, of which were included the moments in deck and piers, as well as the shear forces in piers, obtained by the already mentioned variants to the pushover analyses, with the aim to evaluate the seismic behaviour of bridges and to establish a comparison and limits of validity of these simplified nonlinear static methods, identifying its strengths and possible pitfalls.

Keywords: Bridges, seismic assessment, *pushover* analysis, fibre model, N2 method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJECTIVOS	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1 Acção Sísmica em Pontes	5
2.1.1 INTRODUÇÃO	5
2.1.2 TIPOS DE DANOS EM PONTES	6
2.1.2.1 Danos em pilares	6
2.1.2.2 Danos no tabuleiro	8
2.1.2.3 Danos nos nós de ligação viga-pilar	9
2.2 DIMENSIONAMENTO E AVALIAÇÃO SÍSMICA. REGULAMENTAÇÃO	10
2.3 TIPOS DE ANÁLISE	11
2.3.1 ANÁLISES LINEARES	11
2.3.2 ANÁLISES NÃO LINEARES	12
2.3.2.1 Analise dinâmica não linear	12
2.3.2.2 Analise estática não linear	12
2.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE PUSHOVER	13
2.4.1 CAPACITY SPECTRUM METHOD (CSM)	14
2.4.2 N2	14
2.4.3 MODAL PUSHOVER ANALYSIS (MPA)	14
2.4.4 ADAPTATIVE CAPACITY SPECTRUM METHOD (ACSM)	14
2.4.5 ADAPTATIVE MODAL COMBINATION PROCEDURE (AMC)	15
2.5 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO FACE À ACÇÃO SÍSMICA	15

3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	17
3.1 INTRODUÇÃO	17
3.2 MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL	17
3.2.1 MODELO DE FIBRAS	18
3.2.2 MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	20
3.3 MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	22
4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES	23
4.1 INTRODUÇÃO	23
4.2 ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA	23
4.2.1 PUSHOVER CONVENCIONAL	24
4.2.2 PUSHOVER ADAPTATIVA	25
4.2.3 PROCEDIMENTO PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL	26
Método N2	26
4.3 ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA	29
5. CASO DE ESTUDO – COMPARAÇÃO DE ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS E DINÂMICAS EM PONTES	31
5.1 INTRODUÇÃO	31
5.2 APRESENTAÇÃO DA PONTE	31
5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA PONTE	32
5.2.1.1 Pilares	32
5.2.1.2 Tabuleiro	34
5.2.1.3 Condições Fronteira	35
5.2.1.4 Carga lateral	36
5.3 DESCRIÇÃO DA BASE SÍSMICA	37
5.4 OBTENÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO	37
5.4.1 ANÁLISE MODAL	37
5.4.2 ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS – CURVA PUSHOVER	38
5.4.3 DEFINIÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL	39
5.4.4 PARÂMETROS DA RESPOSTA	43
5.4.4.1 Deslocamentos do Tabuleiro	43

5.4.4.2 Momentos Flectores dos Pilares	45
5.4.4.3 Momentos Flectores do Tabuleiro	47
5.4.4.4 Esforços de Corte nos Pilares	49
 6. CONCLUSÕES	 51
BIBLIOGRAFIA	53
 A. ANEXO	 A.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura1.1 - Exemplos dos efeitos devastadores da acção sísmica em pontes	1
Figura 2.1 - Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente (esquerda) [9], e falha de confinamento no topo do pilar numa ponte durante o sismo de Northridge em 1994 (direita) [10].....	6
Figura 2.2 - Colapso do viaduto de Hanshin devido à dispensa prematura da armadura longitudinal dos pilares no sismo de Kobe em 1995 dos pilares [4].	7
Figura 2.3 - Falha de corte na zona de variação das dimensões da secção no pilar de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 [5].	7
Figura 2.4 - Rotura por corte em diferentes zonas de pilares de betão armado na ponte da auto-estrada I10 de Santa-Monica durante o sismo de Northridge em 1994: pilar sem detalhe de armadura na zona de formação da rótula plástica (esquerda), pilar com instabilidade da armadura (centro) e pilar com rotura típica de corte (direita) [11]	8
Figura 2.5 - Queda do tramo de um tabuleiro por falta de apoio durante o sismo de Northridge em 1994 [12].	8
Figura 2.6 - Rotura do tabuleiro por punçoamento na zona dos pilares de um viaduto da Estrada estatal nº1, na área de Watsonville durante o sismo de Loma Prieta em 1989 [10]	9
Figura 2.7 - Danos entre vãos adjacentes na estrada interestadual nº5 em Santa Clara River (Los Angeles) durante o sismo de 1994 em Northridge (esquerda) e no encontro da ponte próxima do porto de Nishinomiya no sismo de 1995 em Kobe [10].....	9
Figura 2.8 - Rotura por corte nos nós dos pilares do viaduto Cypress no sismo de Loma Prieta [10].	10
Figura 2.9 - Colapso por rotação dos pilares devido a liquefacção, “Showa Bridge”, Niigata, 1964 [37]	15
Figura 2.10 - Rotação excessiva de pilares devido a liquefacção, “Nishinomiya Bridge”, Kobe, 1995 [39].....	16
Figura 3.1 - Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento [1]	18
Figura 3.2 - Representação das fibras por secção transversal do elemento [1]	18
Figura 3.3 - Lei constitutiva do betão proposta por Mander	19
Figura 3.4 - Lei constitutiva do aço proposta por Menegotto e Pinto.....	20
Figura 3.5 - Zona de comportamento não-linear na extremidade de um pilar encastrado (rótulas plásticas)	20
Figura 3.6 - Exemplo da distribuição de curvaturas admitida num pilar encastrado (esquerda) e Influência da “yield penetration” e da inclinação das fendas devida ao esforço transversal no comprimento de rótula plástica [49]	21

Figura 4.1 - Exemplo da curva de capacidade de uma estrutura obtido através da análise pushover	24
Figura 4.2 - Distribuição das forças laterais para realização da análise pushover	25
Figura 4.3 – Sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) para o modelo (MDOF) da ponte a ser analisada por pushover	26
Figura 4.4 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [11].....	27
Figura 4.5 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos (esquerda) e períodos médios e longos (direita) [11]	28
 Figura 5.1 - Configuração da ponte de betão armado (<i>esquerda</i>) e discretização dos elementos (<i>direita</i>).....	32
Figura 5.2 - Pormenor da secção transversal dos pilares.....	32
Figura 5.3 – Pormenor da Secção transversal do tabuleiro	34
Figura 5.4 - Modelação da ligação tabuleiro-pilar	35
Figura 5.5 – Esquema das condições fronteira	35
Figura 5.6 – Modelação da zona de encontro da ponte.....	35
Figura 5.7 – Configuração das forças nodais.....	36
Figura 5.8 – Curvas Pushover	39
Figura 5.9 – Curvas bilineares obtidas através das curvas de capacidade (1GL).....	41
Figura 5.10 - Pontos de desempenho para o acelerograma mediano	42
Figura 5.11 – BI mediano para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro (d20)	43
Figura 5.12 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os deslocamentos de todos os nós do tabuleiro em função do acelerograma	44
Figura 5.13 – BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os deslocamentos de todos os nós do tabuleiro em função da intensidade	44
Figura 5.14 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os momentos dos pilares em função do acelerograma.....	45
Figura 5.15 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os momentos dos pilares em função da intensidade.....	45
Figura 5.16 – BI com valores medianos para os momentos de cada pilar	45
Figura 5.17 – BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para os momentos de cada pilar	46
Figura 5.18 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os momentos do tabuleiro em função do acelerograma.....	47
Figura 5.19 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para os momentos do tabuleiro em função da intensidade.....	47
Figura 5.20 – BI com valores medianos para os momentos de cada nó do tabuleiro	47
Figura 5.21 - BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para os momentos de cada nó do tabuleiro	48

Figura 5.22 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para corte nos pilares em função do acelerograma.....	49
Figura 5.23 - BI com valores máximos (<i>esquerda</i>) e medianos (<i>direita</i>) para corte nos pilares em função da intensidade	49
Figura 5.24 - BI com valores medianos para o corte de cada pilar	49
Figura 5.25 - BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para o corte de cada pilar	50
Figura A. 1 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_02)	A.1
Figura A. 2 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_04)	A.2
Figura A. 3 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_06)	A.2
Figura A. 4 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_08)	A.3
Figura A. 5 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_10)	A.3
Figura A. 6 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_12)	A.4
Figura A. 7 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_14)	A.4
Figura A. 8 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_16)	A.5
Figura A. 9 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_18)	A.5
Figura A. 10 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_20)	A.6

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.1 - Parâmetros da lei constitutiva do betão de Mander	33
Tabela 5.2 - Parâmetros da lei constitutiva do aço de Menegotto-Pinto	33
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas do tabuleiro	34
Tabela 5.4 - Características das molas que caracterizam os encontros	36
Tabela 5.5 – Caracterização da base sísmica	37
Tabela 5.6 – Características da análise modal	38
Tabela 5.7 – Deslocamento modal.....	38
Tabela 5.8 – Massa do sistema e configuração do 1º modo transversal	40
Tabela 5.9 – Determinação do coeficiente de transformação	40

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Durante a ocorrência de sismos, mesmo nos mais recentes, tem-se verificado que as pontes e viadutos são das estruturas que mais danos têm sofrido (Figura 1.1), conduzindo mesmo a colapsos parciais ou totais destas estruturas e consequentemente a perdas humanas elevadas e prejuízos económicos.



Figura1.1 - Exemplos dos efeitos devastadores da acção sísmica em pontes

Na avaliação da segurança sísmica de estruturas em geral, e das pontes em especial, a aleatoriedade da acção sísmica, as incertezas dos modelos, as características e não linearidade dos materiais, bem como as características dos solos desempenham efeitos muito significativos na avaliação da resposta.

Reconhece-se então a importância e necessidade deste estudo comparativo de metodologias de avaliação do comportamento sísmico às diversas estruturas, quer às já existentes, para salvaguardar qualquer necessidade de correcção, quer às estruturas a dimensionar, de modo a assegurar a capacidade de resposta destas aos sismos.

1.2 OBJECTIVOS

Nesta dissertação pretende-se estudar, comparar e aplicar as várias metodologias para a avaliação da segurança de pontes em betão armado sujeitas à acção dos sismos.

O comportamento estrutural e a segurança da estrutura será avaliada e comparada a partir de procedimentos mais robustos, como é o caso de análises dinâmicas, assim como com metodologias simplificadas, como as análises não lineares estáticas, denominadas também por análises *pushover*. Considerar-se-á o comportamento não linear material dos elementos distribuído ao longo da sua extensão, através de um modelo de fibras implementado no programa de cálculo automático SeismoStruct [1].

Após esta comparação são analisados alguns parâmetros de resposta obtidos pelas diferentes análises, como: deslocamentos do tabuleiro, momentos dos pilares e do tabuleiro, e esforços de corte nos pilares da ponte.

Procura-se, assim, através da proposta de modelação, avaliar o comportamento sísmico de pontes e validar as metodologias simplificadas de análise, identificando as potencialidades e eventuais limitações.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho divide-se em seis capítulos, com a seguinte estrutura:

No capítulo 1 (Introdução) é apresentado o enquadramento da dissertação, bem como os seus objectivos e organização.

O capítulo 2 apresenta o estado da arte, ou seja, um resumo sobre o conhecimento já existente sobre a avaliação sísmica de pontes, onde se procede à identificação e à análise dos principais danos observados em pontes devido a sismos que ocorreram num passado recente. Apresenta-se também, de uma forma breve, alguns aspectos relativos ao dimensionamento sísmico de pontes à luz da regulamentação actual (Eurocódigo 8 – Parte 2 – Pontes) e uma descrição não muito exaustiva dos diversos métodos de análise sísmica utilizados actualmente e dos diversos procedimentos para obter o ponto de desempenho de uma estrutura.

No capítulo 3 (Modelação do Comportamento Estrutural) são expostos os diferentes modelos de betão e do aço como também as leis constitutivas desses materiais utilizados no âmbito deste trabalho. É também analisado o comportamento dos elementos de betão armado, considerando a não linearidade material (modelo de fibras e modelo de rótulas) e a não linearidade geométrica.

O capítulo 4 (Metodologias de Análise do Comportamento Sísmico de Pontes) apresenta uma descrição mais completa da análise não linear estática, conhecida por análise *pushover*, convencional e adaptativa, e do método N2 que é um dos procedimentos para avaliação do desempenho estrutural que será utilizado na presente dissertação, e são ainda apresentadas algumas considerações feitas às análises não lineares dinâmicas.

No capítulo 5 apresenta-se o caso de estudo que consiste na comparação das análises não lineares estáticas e dinâmicas em pontes, em que numa primeira fase são descritas as características geométricas e a modelação dos elementos estruturais da ponte em estudo, assim como a base sísmica utilizada e numa segunda fase são apresentados e discutidos os resultados obtidos. Na ponte em estudo são determinadas as curvas *pushover* convencional com carregamento uniforme e modal e *pushover*

adaptativo com e sem amplificação espectral. Após a comparação da capacidade estrutural da ponte seguindo as diferentes variantes de análise *pushover*, é efectuada a comparação destas abordagens com as análises incrementais dinâmicas. Assim, utilizando o método N2, que permite determinar o ponto de desempenho estrutural da ponte, será possível verificar qual a análise *pushover* que melhor se aproxima da análise dinâmica. Posteriormente são analisados diferentes parâmetros de resposta da ponte obtidos pela análise *pushover* (seguindo as variantes enunciadas) e pela análise dinâmica. Os resultados destes parâmetros são apresentados para a configuração da deformada (deslocamentos do nó de controlo e restantes nós do tabuleiro), para os momentos flectores do tabuleiro e dos pilares e para os esforços de corte nos pilares. Para obter uma ordem de precisão da análise, os resultados obtidos são apresentados segundo o factor BI (*Bridge Index*), que representa a razão entre as análises não lineares estáticas e dinâmicas, fornecendo imediatamente o grau de aproximação entre as duas metodologias.

E por fim, o capítulo 6 (Conclusões), constitui um sumário dos aspectos mais relevantes que foram abordados neste trabalho, no qual se apresentam as principais conclusões do estudo comparativo entre as diferentes metodologias para avaliar o comportamento sísmico de pontes.

2. ESTADO DA ARTE

2.1 ACÇÃO SÍSMICA EM PONTES

2.1.1 INTRODUÇÃO

A acção dos sismos sobre as estruturas resulta de um conjunto de movimentos do solo de fundação, sendo este movimento caracterizado por oscilações em torno da posição inicial, variável de ponto para ponto, e provocado pela passagem de diferentes tipos de onda (P, S, de Rayleigh e de Love). Estas vibrações são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo, provocando um aumento dos esforços instalados nos elementos estruturais.

A importância que a caracterização da acção sísmica, através de parâmetros como a sua intensidade ou magnitude, tem para a quantificação do fenómeno sísmico, não é satisfatória para a análise da resposta de estruturas face a esta solicitação. Assim, esta acção deverá ser caracterizada de uma forma que possa ser integrada nos métodos de análise estrutural que existem actualmente. Deste modo a caracterização da acção sísmica pode ser definida através de espectros de resposta, espectros de potência e acelerogramas (artificiais, registados ou simulados) [2].

Pelos numerosos acidentes nas estruturas e os danos causados pelo efeito da acção dos sismos, a avaliação da segurança sísmica de pontes tornou-se, no seio da comunidade científica, num domínio fértil de estudos de investigação [3].

Simultaneamente revela-se de extrema importância que seja feito um dimensionamento rigoroso das pontes e viadutos, capaz de acautelar os efeitos devastadores desta acção, tendo-se tomado consciência deste facto, e obtido inclusive um conjunto de ensinamentos que alteraram a forma como se dimensionava estas estruturas, a partir da constatação dos elevados danos sofridos em sismos ocorridos num passado recente, como por exemplo os sismos de Loma Prieta e de Northridge (ocorridos nos EUA em 1989 e 1994, respectivamente) e o sismo de Kobe (ocorrido no Japão em 1995) [4].

Para que se proceda a um adequado dimensionamento será necessário estabelecer modelos capazes de representar o efeito dos sismos nas estruturas. Os obstáculos que advêm desta procura residem essencialmente na dificuldade que existe em caracterizar com precisão a acção sísmica e com a representação do regime não-linear materiais dos elementos estruturais. Para a primeira situação, a escolha dos acelerogramas a utilizar consistem sem dúvida na maior dificuldade, uma vez que os sismos são dependentes de uma diversidade de parâmetros significativos para essa caracterização, como o tipo de ondas, intensidade e a distância a que estes ocorrem, bem como o tipo de solo de fundação [5].

Pretende-se, essencialmente, neste capítulo fazer um resumo sobre o conhecimento já existente sobre a avaliação sísmica de pontes.

Portanto, identificar-se-á e analisar-se-á os principais danos observados em pontes devido a sismos que ocorreram num passado recente, apresentar-se-á de uma forma breve alguns aspectos relativos ao dimensionamento sísmico de pontes à luz da regulamentação actual (Eurocódigo 8 – Parte 2 – Pontes) [6], e por fim descrever-se-ão os diversos métodos de análise sísmica utilizados actualmente.

2.1.2 TIPOS DE DANOS EM PONTES

Através da observação e da interpretação dos danos em pontes ocorridos nos sismos é possível identificar os aspectos que mais influenciam a vulnerabilidade sísmica de pontes e daí favorecer o desenvolvimento de práticas de dimensionamento mais eficientes.

Apresentam-se, de seguida, exemplos de danos que frequentemente ocorrem em pontes devidos ao efeito sísmico.

2.1.2.1 Danos em pilares

O comportamento global das estruturas de pontes, face à acção sísmica, é fortemente influenciada pela resposta dos seus pilares, sendo que a falta de ductilidade disponível nesses elementos é a principal causa das deficiências de comportamento dos pilares, originando sérios danos ou mesmo o colapso da ponte [7].

Seguidamente são demonstrados os modos de rotura mais correntes nestes elementos.

As roturas de um pilar por insuficiência de ductilidade disponível são devidas à falta de confinamento do betão na zona de formação das rótulas plásticas, como pode ser observada na Figura 2.1. Se o betão não se encontrar bem confinado por cintas transversais fechadas, a sua resistência à compressão diminui e ocorre esmagamento do betão, conduzindo consequentemente à encurvadura da armadura longitudinal associada a uma perda de força [8].



Figura 2.1 - Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente (esquerda) [9], e falha de confinamento no topo do pilar duma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 (direita) [10]

A rotura dos pilares pode dar-se ainda devido à dispensa prematura de armadura longitudinal que conduz a secções frágeis onde a deformação inelástica não prevista é imposta. Na Figura 2.2, pode-se observar um viaduto que colapsou durante o sismo de Kobe em 1995 devido a esta deficiência de projecto.

Este tipo de falha pode também ocorrer sem plastificação da armadura longitudinal, devido ao inadequado comprimento de sobreposição ou falha de ligações soldadas das armaduras.



Figura 2.2 - Colapso do viaduto de Hanshin devido à dispensa prematura da armadura longitudinal dos pilares no sismo de Kobe em 1995 dos pilares [4].

Nos pilares em que a secção transversal varia em altura, a combinação dos momentos flectores com esforços de corte e axiais elevados, conduz a este modo de rotura logo abaixo da zona mais larga do pilar, como ocorrido na proximidade da base dos pilares de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994, ilustrado na Figura 2.3.



Figura 2.3 - Falha de corte na zona de variação das dimensões da secção no pilar de uma ponte durante o sismo de Northridge em 1994 [5].

Outro exemplo deste tipo de falha, foi observado em três dos quatro pilares de betão armado na ponte da auto-estrada I10 de Santa-Monica (Figura 2.4), que apresentavam danos de intensidade variada por esforços de corte devido ao reduzido vão do pilar que originou a modificação *in-situ* do projecto inicial.



Figura 2.4 - Rotura por corte em diferentes zonas de pilares de betão armado na ponte da auto-estrada I10 de Santa-Monica durante o sismo de Northridge em 1994: pilar sem detalhe de armadura na zona de formação da rótula plástica (esquerda), pilar com instabilidade da armadura (centro) e pilar com rotura típica de corte (direita) [11]

2.1.2.2 Danos no tabuleiro

Devido ao movimento excessivo nas zonas de junta e falha de apoio pode-se verificar a queda de um ou mais elementos dos tramos do tabuleiro e consequentemente a estrutura colapsar. Este tipo de rotura está ligado a um deficiente dimensionamento sísmico, na medida em que houve uma subestimação dos deslocamentos. Este efeito é corrente em estruturas delgadas. Apresenta-se, na Figura 2.5, um exemplo de colapso do tabuleiro que ocorreu durante o sismo de Northbridge em 1994.



Figura 2.5 - Queda do tramo de um tabuleiro por falta de apoio durante o sismo de Northridge em 1994 [12].

Existem também situações em que a rotura dos tabuleiros de pontes, face ao acréscimo de corte durante o sismo, se dá por punçoamento dos pilares. Como se ilustra na Figura 2.6, vários tramos da ponte desabaram devido ao punçoamento dos pilares de suporte durante o sismo de Loma Prieta em 1989.



Figura 2.6 - Rotura do tabuleiro por punçoamento na zona dos pilares de um viaduto da Estrada estatal nº1, na área de Watsonville durante o sismo de Loma Prieta em 1989 [10]

Nas zonas de ligações entre vãos adjacentes, assim como nas zonas dos encontros podem ocorrer também vários danos durante sismos de grande intensidade, como se pode ver na Figura 2.7.



Figura 2.7 - Danos entre vãos adjacentes na estrada interestadual nº5 em Santa Clara River (Los Angeles) durante o sismo de 1994 em Northridge (esquerda) e no encontro da ponte próxima do porto de Nishinomiya no sismo de 1995 em Kobe [10]

2.1.2.3 Danos nos nós de ligação viga-pilar

Os nós de ligação entre viga e pilar (ou viga transversal-pilar) são zonas em que ocorrem frequentemente sérios danos na estrutura devido à má concepção. Estes nós estão sujeitos a uma grande concentração de acções horizontais e que muitas vezes são subavaliados, e consequentemente, as armaduras dimensionadas acabam por ser insuficientes [4].

A filosofia actual de dimensionamento é a de sobredimensionar os nós de ligação entre elementos resistentes de forma a forçar o comportamento inelástico nas vigas e pilares. Sem a armadura transversal apropriada ou sem as disposições construtivas correctas (amarração insuficiente das armaduras nas zonas de dispensa) nestas zonas críticas, formam-se fendas diagonais no betão do nó, onde o esforço de corte produz fendas de tracção excessivas. [5]

No sismo de Loma Prieta em 1989, possivelmente, a principal causa do colapso do viaduto Cypress é a rotura por corte nos nós de ligação (Figura 2.8).



Figura 2.8 - Rotura por corte nos nós dos pilares do viaduto Cypress no sismo de Loma Prieta [10]

Pode-se concluir que sob o efeito sísmico, os danos ocorridos em pontes e viadutos se concentram fundamentalmente na extremidade dos pilares destas estruturas. Como principais factores que originam o deficiente comportamento sísmico dos pilares destas “obras de arte” referem-se, a resistência ao corte insuficiente, o mau confinamento do betão e a realização de emendas por sobreposição de armaduras na zona da rótula plástica [5].

2.2 DIMENSIONAMENTO E AVALIAÇÃO SÍSMICA. REGULAMENTAÇÃO

Através da observação e da interpretação do comportamento da estrutura face a um sismo, dos danos resultantes deste fenómeno, assim como através de estudos experimentais e numéricos, foi possível identificar os principais mecanismos envolvidos na resposta sísmica de estruturas bem como localizar as correspondentes zonas críticas. Deste modo, os modelos de análise estrutural deverão ser capazes de traduzir o comportamento real das estruturas sujeitas aos movimentos sísmicos, resultando daí num bom comportamento global da ponte.

Actualmente, o regulamento Europeu que é usado para o dimensionamento de edifícios e obras de Engenharia Civil sujeitas à acção sísmica é o Eurocódigo 8 (EC8) [13]. Este documento é dividido em cinco partes, tratando cada uma de aspectos particulares. Sendo que a parte 2 trata especificamente dos aspectos relacionados com a análise sísmica de pontes.

Para a avaliação sísmica de estruturas, o EC8 aborda a possibilidade de utilização de diversos métodos, sendo estes:

- Análise linear dinâmica
- Análise linear estática
- Análise não linear dinâmica (*time history*)
- Análise não linear estática (*pushover*)

2.3 TIPOS DE ANÁLISE

Ao longo dos anos, no seio da comunidade científica, têm sido feitos muitos estudos de investigação relativamente ao comportamento sísmico de estruturas, com o objectivo de conseguir uma resposta satisfatória das estruturas face a um sismo, e consequentemente reduzir os danos que podem advir desse fenómeno.

Neste subcapítulo são abordadas diferentes metodologias de análise, lineares e não lineares, em que se apresentam as vantagens e eventuais limitações.

2.3.1 ANÁLISES LINEARES

Para a consideração da acção sísmica no dimensionamento de estruturas o uso de análises lineares é o método mais corrente. Nesta análise, aplicam-se à estrutura forças obtidas por recurso a espectros de resposta de projecto. A representação da acção sísmica a partir de um espectro de resposta consiste na sua caracterização através da resposta máxima, em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações, de um oscilador linear com um grau de liberdade e amortecimento viscoso, em função da sua frequência natural ou período. A resposta é quantificada através do maior dos valores máximos, em módulo, obtidos pela resolução das equações de movimento do oscilador [14].

O facto de esta análise sofrer um agravamento significativo dos esforços e deslocamentos das estruturas é devido à simples aplicação das referidas forças, sem considerar o comportamento não linear dos materiais. Deste modo, as forças que representam a acção sísmica são afectadas por um coeficiente de comportamento para que possam favorecer a não linearidade do comportamento dos materiais e da sua capacidade de deformação para além do seu limite elástico (ductilidade). Esse coeficiente é um factor de redução das forças que, consequentemente, após a sua aplicação os deslocamentos resultantes aumentam [14].

As análises lineares embora sejam simples e fáceis de aplicar têm algumas desvantagens, na medida em que se pretende obter uma resposta da estrutura ao efeito sísmico mais completa e mais real. Podem ser evidenciadas as seguintes desvantagens [15]:

- Os factores de redução recomendados nos regulamentos são aproximados e não representam necessariamente a estrutura que está a ser considerada;
- Quando as zonas críticas de uma estrutura entram no patamar não linear, a distribuição de esforços e deformações muda significativamente. Esta mudança não é representada por uma redução global de esforços;
- O mecanismo que provocará o colapso não é provável que seja representado pela distribuição e acção das deformações elásticas;
- A distribuição de deformações global e, particularmente, a local no patamar não linear pode não ter nenhuma semelhança com a do patamar elástico. O mesmo se aplica à sua distribuição e também aos valores das deformações.

Torna-se importante constatar que as análises lineares, presentes nos regulamentos e usadas no dimensionamento sísmico de estruturas, têm de seguir uma nova abordagem que não pode desprezar o comportamento não linear dos materiais, nem a capacidade que as estruturas têm, através da sua ductilidade, de deformação para além do seu limite elástico, dissipando a energia transmitida pela acção sísmica por um processo histerético, sem perda significativa de rigidez e resistência dos elementos estruturais. Estes factores influenciam consideravelmente na resposta sísmica das estruturas.

2.3.2 ANÁLISES NÃO LINEARES

No que diz respeito à análise não linear, esta envolve a aplicação de maior número de conceitos ao nível do comportamento das estruturas e dos materiais, permitindo não só controlo do nível de deslocamentos das estruturas, como a identificação do seu modo de rotura e dos mecanismos de danificação, a quantificação dos danos estruturais e a monitorização contínua das deformações, solicitações, cedência e rotura em cada elemento. Daí, estas análises começaram a ser propostas nos regulamentos de dimensionamento.

Para se efectuar a avaliação do comportamento da estrutura existem duas metodologias de análise não linear possíveis, a análise estática não linear e análise dinâmica não linear.

2.3.2.1 Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear é sem dúvida o método de análise mais adequado para cumprir com melhor exactidão os objectivos referidos anteriormente. Contudo, o uso deste tipo de análise é bastante complexo e difícil de ser executado devido a vários factores, tais como a escolha de um conjunto de acelerogramas capazes de representar a sismicidade característica da área geográfica que se insere a estrutura e que devem ter em conta as incertezas em relação à severidade, à frequência e à duração dos sismos.

Outro inconveniente deste método é que implica a resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico para cada um dos intervalos de tempo em que está dividido o acelerograma. A integração passo-a-passo das equações implica normalmente um enorme volume de cálculo, o que se pode tornar dispendioso em termos do tempo de computação e a interpretação dos resultados obtidos pode ser por vezes relativamente complexo. Este facto tem-se mostrado como o principal argumento contra a utilização de análises dinâmicas não lineares, em favor de métodos mais simples [3].

2.3.2.2 Análise estática não linear

Pretendendo-se uma análise simplificada, mas no entanto válida, prática e eficiente, têm vindo a desenvolver-se ao longo dos últimos anos, no seio da comunidade científica, várias metodologias para a avaliação sísmica de estruturas, usando uma análise estática não linear, também denominada de análise *pushover*.

As primeiras aplicações desta análise surgem na década de 70, mas só após ganhar importância nos últimos 15-20 anos é que começaram a surgir publicações dedicadas a este tema. Inicialmente, a maioria dos trabalhos incidia na discussão sobre o campo de aplicação do método e nas suas vantagens e limitações, quando comparado com análises dinâmicas [14].

Essencialmente, a análise *pushover* convencional consiste na aplicação de uma carga distribuída uniforme ou proporcional ao seu primeiro modo de vibração mantida constante ao longo da análise.

O *pushover* fornece a curva de capacidade da estrutura, que relaciona o corte basal global com o deslocamento de um nó de controlo. Esta curva permite avaliar a exigência de determinado cenário sísmico e concluir sobre o adequado comportamento da estrutura, através de estimativas realistas de esforços e de deformações. Permite também prever a sequência de cedência e/ou rotura de elementos estruturais na evolução da curva global de capacidade da estrutura [5].

O procedimento convencional do *pushover* apesar de obter informações relevantes sobre os parâmetros de resposta que não se consegue com as convencionais análises estáticas lineares e

dinâmicas lineares, como o nível de ductilidade, deformações plásticas, ponto de performance ou migração de esforços, apresenta algumas limitações tais como, a incapacidade de obter resultados precisos quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados de uma estrutura são importantes na sua resposta a acções dinâmicas, como é exemplo a acção sísmica, e o facto de não considerar a degradação progressiva de rigidez e variação das características dinâmicas da estrutura ao longo da análise.

Para tentar ultrapassar as limitações que a análise *pushover* apresenta ao estimar a resposta de estruturas quando solicitadas por uma acção sísmica, surgiu o método *pushover* adaptativo.

Bracci et al [16] foram os primeiros a introduzir este procedimento, que consiste na aplicação de um vector de forças ou deslocamentos que varia de passo para passo durante a análise da estrutura, isto é, é feita uma actualização das carga a cada iteração. Este método *pushover* adaptativo, tal como os métodos convencionais, não incluem os efeitos dos modos de vibração mais elevados.

2.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE PUSHOVER

Como procedimentos apoiados nas análises estáticas não lineares (*Nonlinear Static Procedures, NSP*), apresentam-se, seguidamente, um total de cinco metodologias capazes de representar a exigência estrutural de uma acção sísmica pré-estabelecida, para avaliação do correspondente desempenho estrutural, ordenados por data de apresentação dos respectivos estudos científicos [17].

Estas metodologias, actualmente, estão contidas em regulamentos de dimensionamento anti-sísmico [13 e 18] e em diversas normas ou documentos [19, 20 e 21] e permitem obter o ponto de desempenho da estrutura face a um determinado sismo, utilizando a informação que vem de uma análise *pushover*, que por sua vez, caracteriza a envolvente da capacidade estrutural face a uma acção sísmica (representada pela curva *pushover*).

O primeiro método foi introduzido por Freeman, S [22] e é designado por *Capacity Spectrum Method* (CSM) que mais tarde foi aperfeiçoado [23]. O documento ATC40 contém a versão original do CSM, enquanto a versão modificada está presente no FEMA440 (2005) [24].

Outra metodologia simplificada é a N2, que teve início a meio dos anos 80 e foi apresentada por Fajfar, P. e colaboradores [25 e 26], e tem sido progressivamente desenvolvido para uma versão mais evoluída [27]. A aplicabilidade do método foi mais tarde estendida a estruturas de pontes [28] e formulado no formato de deslocamentos – aceleração [29]. Este método foi introduzido no regulamento europeu Eurocódigo 8 como o procedimento de análise não linear estática recomendado.

Os procedimentos referidos anteriormente estão inseridos no grupo de técnicas simplificadas que incluem o modo de vibração fundamental das estruturas, e onde a curva de capacidade é definida através de análises *pushover* com perfis de carregamento constantes.

Por outro lado, indica-se um segundo grupo de métodos que inclui procedimentos aperfeiçoados e adaptativos como o *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM), apresentado por Casarotti, C. & Pinho, R. [30], o método *Modal Pushover Analysis* (MPA) proposto por Chopra, A.K. & Goel, R.K. [31] onde o perfil de carga é modificado de acordo com as características modais, ou o *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC) introduzido por Kalkan, E. & Kunnath, S.K. [32].

2.4.1 CAPACITY SPECTRUM METHOD (CSM)

O *Capacity Spectrum Method* (CSM) foi inicialmente introduzido por Freeman et al [9] como uma avaliação rápida e simples da vulnerabilidade sísmica das estruturas e foi implementado no ATC. A capacidade de um determinado sistema estrutural, representada pela curva de capacidade (relação corte basal e deslocamento de um nó de referência) de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF), é comparada com a exigência sísmica, expressa sob a forma de um espectro de resposta. O carácter intuitivo e gráfico do *Capacity Spectrum Method* torna-se ainda mais evidente quando modificado do formato tradicional aceleração espectral (S_a) versus período (T) para o formato aceleração versus deslocamento espectrais (*Acceleration – Displacement response-spectrum, ARDS*), [33].

2.4.2 N2

O método N2 foi proposto por Fajfar, P. & Fischinger, M. [26] e foi introduzido no Eurocódigo 8 sendo este procedimento o mais recomendado.

Este método contempla as análises pushover de um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF) que são futuramente representadas através de uma curva de capacidade de um sistema equivalente de um grau de liberdade. Esta curva corresponde à relação entre o corte basal e deslocamento do nó de referência do sistema de um grau de liberdade, proveniente de uma análise pushover. À semelhança do método CSM, a curva pushover é directamente dependente de um nó de referência e do perfil de carregamento [17].

2.4.3 MODAL PUSHOVER ANALYSIS (MPA)

O *Modal Pushover Analysis* (MPA) foi proposto por Chopra, A.K. & Goel [31], R.K e está inserido no grupo de procedimentos que apresentam um conjunto de melhoramentos significativos face à falta de exactidão revelada, este método distingue-se dos apresentados anteriormente, CSM e N2, por considerar os efeitos dos modos de vibração mais elevados.

O MPA consiste essencialmente em obter um dado número de curvas de capacidade da estrutura com múltiplos graus de liberdade, solicitada por uma distribuição de carga proporcional aos modos de vibração mais relevantes, obtidos por uma análise modal. Irão se obter tantas curvas de capacidade como o número de modos de vibração que se consideraram significativos, sendo que, geralmente, dois ou três modos são suficientes para conseguir resultados precisos. Seguidamente são idealizadas as curvas de capacidade bilineares dos sistemas equivalentes de um grau de liberdade, correspondentes a cada um dos modos de vibrações considerados relevantes para a análise. Os pontos de desempenho são obtidos para cada uma das curvas idealizadas separadamente, intersectando-as com um espectro de resposta inelástico, ou com um espectro de resposta com amortecimento efectivo [14].

2.4.4 ADAPTATIVE CAPACITY SPECTRUM METHOD (ACSM)

O *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM) foi recentemente apresentado por Casarotti e Pinho [30] e combina elementos do *Direct Displacement-based Design* [34] com a formulação do método CSM, sendo desenvolvido e aperfeiçoados numa perspectiva adaptativa.

Resumidamente, este método consiste em aplicar à estrutura uma distribuição de deslocamentos adaptativa que envolve os efeitos da degradação de rigidez e dos diversos modos de vibração

recalculados em cada incremento de deslocamento, e procura obter um ponto de desempenho estrutural que é dado pela intersecção entre a curva de capacidade de um sistema equivalente de um grau de liberdade e um espectro de resposta que representa a exigência da acção sísmica e é escalado usando um amortecimento viscoso equivalente e equações de ajustamento de espectros propostas para análises de pontes por Priestley et al [34].

2.4.5 ADAPTATIVE MODAL COMBINATION PROCEDURE (AMC)

O procedimento proposto por Kalkan, E. & Kunnath, S.K. [32], igualmente adaptativo, *Adaptive Modal Combination Procedure*, é conduzido considerando a modificação do carregamento lateral em função das alterações da resposta do sistema estrutural, de maneira a capturar a variação das suas características dinâmicas. Baseado no procedimento pushover adaptativo apresentado por Gupta, B. & Kunnath, S.K. [35], introduz aspectos inovadores adicionais ao combinar elementos de ambos os métodos CSM e MPA (conduzindo a análise da resposta de cada modo separadamente) [17].

2.5 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO FACE À ACÇÃO SÍSMICA

Para além da aleatoriedade da acção sísmica, das incertezas dos modelos, das características e não linearidade dos materiais, as características dos solos em que as fundações das estruturas estão implantadas também desempenham efeitos muito significativos na avaliação da segurança sísmica.

A caracterização dos movimentos do solo gerados pelas condições locais é um processo complexo, devido à heterogeneidade das formações geológicas.

Seguidamente, serão apresentados alguns fenómenos que estão ligados às diferentes características do solo de fundação face a uma acção sísmica.

A liquefacção é um fenómeno que está associado, essencialmente, a solos incoerentes, saturados com granulometria fina ou média. Tal fenómeno ocorre quando um solo, não drenado, é sujeito a uma distorção cíclica, induzida pelas ondas sísmicas, que leva à perda da capacidade de suporte dos solos de fundação podendo a estrutura colapsar.

Os primeiros relatos de colapso relacionados com este tipo de fenómeno surgem no ano 1964, durante o sismo de Niigata, Japão (Figura 2.9)



Figura 2.9 - Colapso por rotação dos pilares devido a liquefacção, “Showa Bridge”, Niigata, 1964 [37]

De acordo com os relatórios de reconhecimento, outro exemplo de colapso relacionado com este fenómeno, foi o sismo da Costa Rica em 1991 [38], que contribui pelo facto do sismo ter ocorrido em plena época de chuvas, numa zona de pluviosidade elevada.

Em Kobe, as condições do solo e a localização próxima da costa também favoreceram a ocorrência de liquefacção, que conduziu ao colapso, motivado por rotação excessiva dos pilares na fundação, como se pode verificar na Figura 2.10.



Figura 2.10 - Rotação excessiva de pilares devido a liquefacção, “Nishinomiya Bridge”, Kobe, 1995 [39]

Outros tipos de fenómenos que podem ser induzidos pelas vibrações sísmicas são os assentamentos que são provocados pela compactação do solo de fundação, sendo os solos granulares secos mais afectados do que os solos húmidos, e os deslizamentos de terras.

Devido aos danos que estes fenómenos podem causar nas estruturas, é importante seleccionar o tipo de modelação do solo de fundação que melhor corresponde à realidade, para uma avaliação mais exacta do comportamento estrutural face a um sismo.

O tipo de solo pode ser distinguido de acordo com a sua rigidez, sendo este um parâmetro fundamental a considerar nas análises sísmicas dado que a propagação das ondas sísmicas e, principalmente, o comportamento das estruturas dependem largamente da rigidez do solo de fundação. É no caso de solos flexíveis que se verifica maior amplificação do movimento das frequências sísmicas mais baixas.

Geralmente, num projecto de estruturas assume-se que a ligação estrutura-solo é feita através de apoios rígidos, isto é, considerando que o solo é espacialmente homogéneo e tenha rigidez infinita, desprezando desta maneira o efeito da incerteza ou heterogeneidade.

Ao se considerar um solo deformável, as fundações solicitam a estrutura criando um sistema estrutural diferente daquele em que se consideram os apoios rígidos, modificando deste modo os esforços actuantes na estrutura e as cargas no solo. Esta deformabilidade pode ser considerada de forma simplificada, traduzindo as características elásticas do solo através de elementos de mola.

Nos modelos numéricos essas molas podem ser consideradas directamente através da adição na matriz de rigidez da estrutura de coeficientes correspondentes à rigidez do meio exterior, ou, então, através de barras fictícias que tenham características elásticas pretendidas.

Pode-se concluir que é a escolha da modelação do tipo de solo, para uma avaliação mais exacta do comportamento da estrutura face à acção sísmica, está fortemente ligada à resposta da estrutura. Sendo portanto conveniente esta selecção.

3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo o comportamento dos elementos de betão armado será analisado considerando a não linearidade material (modelo de fibras e modelo de rótulas) e geométrica. São também expostos os modelos de betão e de aço utilizados no presente trabalho e as leis constitutivas desses materiais.

3.2 MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE MATERIAL

Como referido anteriormente, o estudo do comportamento sísmico de uma estrutura exige que seja feita a caracterização e interpretação apropriada da exigência e dos danos apresentados nos diferentes elementos estruturais, especialmente em regime não linear.

Este princípio encontra-se nos mais recentes regulamentos de dimensionamento e avaliação, onde é enfatizada a necessidade de aplicar as análises ou procedimentos não lineares para representar a deformação estrutural de uma forma mais precisa e rigorosa. É com o desenvolvimento dos princípios do *Performance-based Seismic Engineering* (PBSE), que surge a necessidade de se obter de modo mais detalhado os deslocamentos, *drifts* e deformações inelásticas, e por conseguinte considerar a não linearidade nos elementos estruturais em cada análise torna-se imprescindível [36].

É ainda, importante referir que os aspectos relacionados com a modelação estrutural assumem um papel decisivo, já que a definição da curva *pushover* do comportamento é influenciada pelo modelo usado [17].

Actualmente, existem duas filosofias na modelação da não linearidade dos materiais: a idealização da plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos (modelos de rótulas plásticas) ou a consideração da plasticidade distribuída ao longo dos elementos (modelo de fibras). Para a aplicação da análise não linear segundo estas metodologias existem diversos programas de cálculo automático que têm implementados estes algoritmos, entre eles, o Sap2000 [40] e o SeismoStruct [1]. No âmbito deste trabalho apenas se usou o modelo de fibras e o programa SeismoStruct [1].

Com vista a apresentar as diferenças destas modelações, será feita uma descrição, bem como as suas principais vantagens e limitações.

3.2.1 MODELO DE FIBRAS

A utilização de modelação da não linearidade material distribuída ao longo dos elementos, através do modelo de fibras tem sido amplamente verificada, no domínio da investigação científica [41].

Esta modelação descreve com maior precisão as características estruturais contínuas de elementos de betão, requerendo apenas os dados geométricos e as características dos materiais para a realização da análise. E representa a propagação da não linearidade que se desenvolve ao longo do comprimento do elemento e pela sua secção transversal, permitindo, consequentemente uma definição mais rigorosa da distribuição do dano estrutural, mesmo num nível inelástico elevado [42]. Assim, num modelo de fibras todo o elemento é não linear, Figura 3.1.

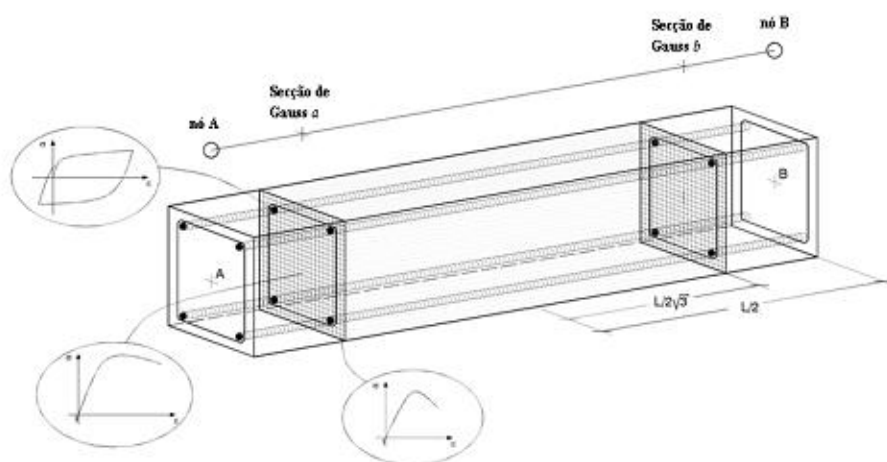


Figura 3.1 - Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento [1]

O estado da relação tensão-extensão de cada secção transversal é obtido pela integração da resposta não linear uniaxial tensão-extensão do conjunto de todas as fibras, em que se encontra subdividida a secção, Figura 3.2. O número de fibras condiciona a distribuição da não linearidade ao longo da secção, admitindo-se um número entre 300 e 400 fibras como suficiente para representar a modelação da distribuição da plasticidade.

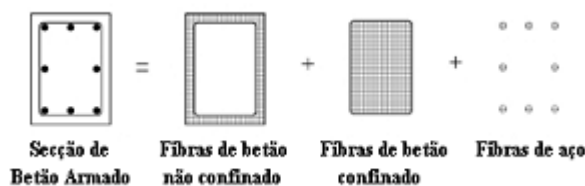


Figura 3.2 - Representação das fibras por secção transversal do elemento [1]

As formulações para a resolução numérica duma análise por fibras podem ser baseadas na rigidez do elemento ou na sua flexibilidade. No âmbito desta dissertação, foi adoptada a formulação clássica baseada na rigidez desenvolvida por Izzuddin [43].

Para a integração numérica desta formulação cúbica baseada na rigidez são usados dois nós de controlo por membro estrutural – dois pontos de integração de Gauss – distribuídos ao longo do seu eixo longitudinal. Os resultados em termos de esforços e deformações referem-se sempre às secções de Gauss e não às extremidades do membro. Para cada ponto de Gauss a resposta não linear da secção transversal do elemento inclui o contributo individual da área de cada fibra, secções a e b da Figura 3.1. [17]

Este modelo está implementado no programa de cálculo automático Seismostruct [1], que foi utilizado para as diferentes análises desta dissertação. Este programa de análise sísmica estrutural foi desenvolvido por Stelios Antoniou e Rui Pinho [44], em que permite o estudo analítico preciso de diferentes tipos de estruturas sujeitas aos efeitos da acção sísmica, como edifícios ou pontes.

Essencialmente, o SeismoStruct permite a modelação bidimensional ou tridimensional das estruturas, através de elementos finitos, prevendo o comportamento sísmico para grandes níveis de deslocamento de sistemas constituídos por elementos de barra sobre o efeito de acções estáticas ou dinâmicas, tendo em consideração as não linearidades geométricas locais (efeito viga-pilar) e globais (efeitos dos grande deslocamentos/rotações), bem como a não-linearidade material distribuída.

É possível optar por diferentes modelos materiais de betão e aço, assim como por uma variedade de elementos 3D juntamente com uma lista predefinida de secções transversais de aço, betão ou de secções compostas. Assim pode-se representar diferentes tipos de elementos estruturais (pilar, viga, parede, nó viga-pilar, etc.), componentes não estruturais (aparelhos de dissipação de energia, massas de inércia concentradas, etc.), e tipos diferentes de condições fronteira (fundações flexíveis, isolamento sísmico, juntas, etc.).

Esta modelação introduz na análise da resposta estrutural o comportamento hysterético dos elementos, representado e implícito nos modelos constitutivos de comportamento dos materiais. Apresentam-se, de seguida, os modelos dos materiais utilizados no presente trabalho.

Modelo do betão – Mander

Para o betão é utilizado um modelo não-linear uniaxial com confinamento constante, que segue a lei constitutiva proposta por Mander *et al* (1988) [45], Figura 3.3. Os efeitos de confinamento conferidos pela armadura transversal são incorporados segundo as regras propostas pelo mesmo autor, onde é assumida uma pressão de confinamento constante durante todo o percurso no domínio tensões-extensões.

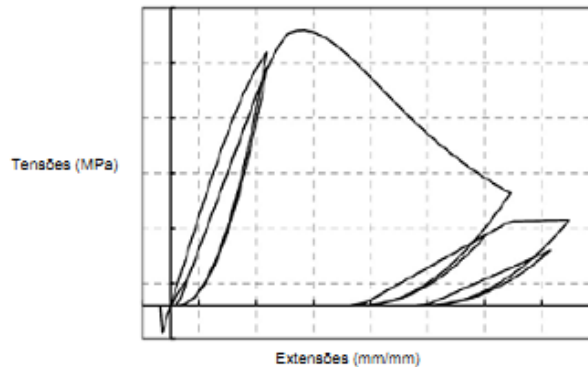


Figura 3.3 - Lei constitutiva do betão proposta por Mander

Modelo do aço – Menegotto-Pinto

O comportamento tensão-extensão do aço é descrito pelo modelo não-linear uniaxial programado inicialmente por Yassin [46], baseado na lei simples e eficaz proposta por Menegotto e Pinto (1973) [47], e modificado para associar o endurecimento isotrópico proposto Filippou *et al* (1983) [48], Figura 3.4.

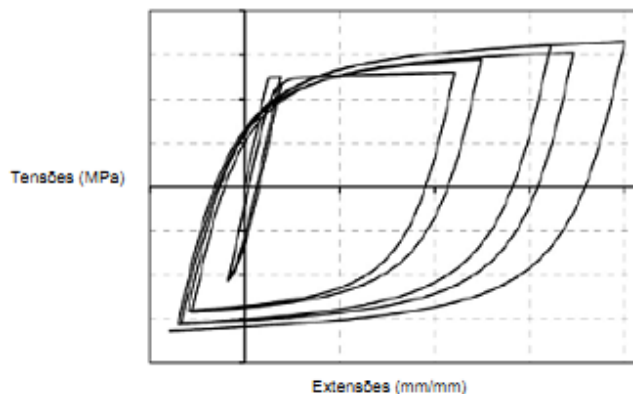


Figura 3.4 - Lei constitutiva do aço proposta por Menegotto e Pinto

Apesar deste tipo de modelação, distribuída ao longo dos elementos, corresponder a uma boa aproximação do comportamento real das estruturas, apresenta algumas limitações tais como a complexidade e instabilidade no cálculo numérico, exigindo consequentemente uma análise rigorosa e sensível na modelação das estruturas.

3.2.2 MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Por outro lado, o modelo que admite a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos apresenta uma modelação menos complexa e mais simples, resultando numa redução significativa do tempo de cálculo nas análises sísmicas, no entanto pode gerar resultados com uma precisão menor.

Esta formulação admite que as deformações inelásticas que ocorrem estão concentradas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem formação de rótulas plásticas.

De facto, com a informação recolhida ao longo dos últimos anos acerca do comportamento sísmico de pontes, permite concluir que os pilares de pontes sobre o efeito sísmico, apresentam uma clara tendência para concentrar o seu comportamento não-linear nas extremidades (Figura 3.5), numa ou em ambas dependendo das condições de apoio do elemento em causa, assumindo desta forma, um comportamento de plasticidade concentrada. [5]



Figura 3.5 - Zona de comportamento não-linear na extremidade de um pilar encastado (rótulas plásticas)

Nestes elementos de betão armado formam-se rótulas plásticas por flexão, como já se referiu, que dependem fundamentalmente da extensão da zona em que se verifica a plastificação de armaduras mas pode também ser afectado por outros dois fenómenos com alguma relevância. O primeiro destes fenómenos é usualmente designado como “*yield penetration*” que consiste na impossibilidade física de, na secção de encastramento, a curvatura passar dum valor máximo para nulo num comprimento infinitesimal, originando uma rotação adicional. O segundo consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, situação em que a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras são superiores às calculadas, resultando na extensão da zona de plastificação, isto é no aumento do comprimento da rótula plástica, como ilustrado na Figura 3.6. [49]

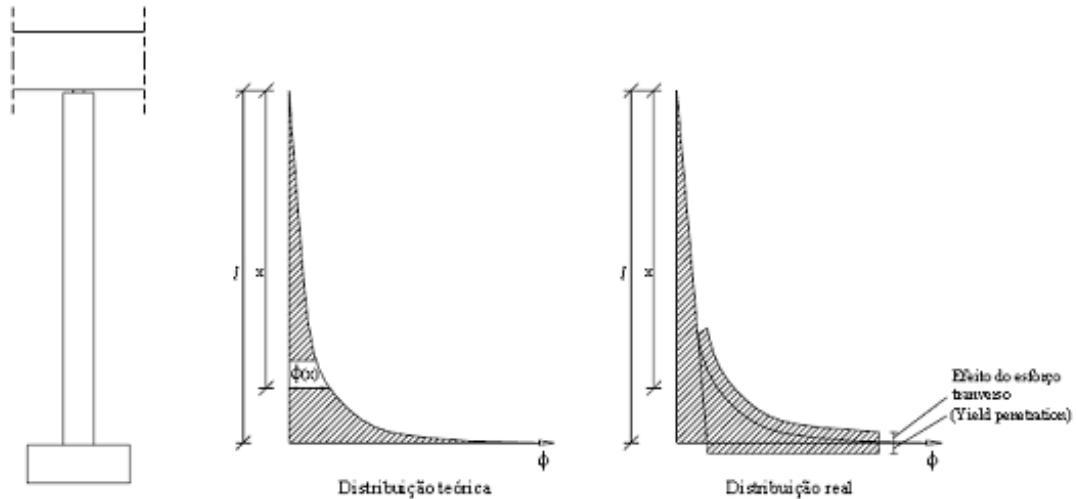


Figura 3.6 - Exemplo da distribuição de curvaturas admitida num pilar encastrado (esquerda) e Influência da “yield penetration” e da inclinação das fendas devida ao esforço transversal no comprimento de rótula plástica [49]

Na modelação com não linearidade concentrada é conveniente ter alguma experiência e ter em atenção ao realizar uma análise, já que é necessária a definição com algum rigor do comprimento da rótula plástica. Ao contrário dos modelos de fibras, nos quais a definição desse comprimento é dispensada, pois a distribuição das curvaturas ao longo do desenvolvimento do elemento é determinada por interpolação cúbica a partir dos seus pontos de Gauss.

Assim, vários autores propuseram equações para o cálculo do comprimento da rótula da plástica em elementos de betão armado, tendo como base a idealização duma relação momentos-curvaturas elasto-plástica e uma curvatura plástica constante na zona de formação da rótula.

Apresentam-se seguidamente três comprimentos diferentes de rótula plástica (l_p), correspondendo às fórmulas propostas por Kappos (1992), por Priestley (2007) e pelo EC8 indicadas nas Equações (3.1) (3.2) e (3.3) respectivamente:

$$l_p = 0.08l + 6 d_{Asl} \quad (3.1)$$

$$l_p = k l_c + l_{sp}$$

$$K = 0.2 \left(\frac{f_{su}}{f_{sy}} - 1 \right) \leq 0.04 \quad (3.2)$$

$$I_{sp} = 0.022 f_{sy} d_{Asl}$$

$$l_p = 0.10l + 0.015 f_{sy} d_{Asl} \quad (3.3)$$

Sendo,

l_c – O comprimento desde a secção crítica ao ponto de inflexão do elemento, em que para o caso de um pilar encastrado l_c representa o seu comprimento total (m);

l – O comprimento do pilar de betão armado (m);

d_{Asl} – O diâmetro da armadura longitudinal (m);

f_{sy} – A tensão de cedência da armadura longitudinal (MPa);

f_{su} – A tensão de rotura da armadura longitudinal (MPa).

3.3 MODELAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

As estruturas quando sujeitas a acções sísmicas de grande intensidade podem sofrer deslocamentos consideráveis, que quando associados a incursões em regime não linear podem ter um efeito agravado devido a um qualquer carregamento vertical. Estes efeitos são designados por efeitos de não linearidade geométrica, geralmente designados por efeitos de segunda ordem ou P- Δ .

Estes efeitos associam a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal (Δ), sendo que um acréscimo de esforços sobre a estrutura resulta num aumento dos deslocamentos.

Os efeitos da não linearidade geométrica tornam-se relevantes na resposta quando a estrutura atinge o regime plástico, pois o patamar de cedência será atingido para uma força mais baixa, originando uma diminuição da resistência e da rigidez da estrutura.

Portanto, é de extrema importância que sejam incluídos estes efeitos nas análises de estruturas em que se prevê deformações significativas.

4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES

4.1 INTRODUÇÃO

Como já se referiu, para a avaliação do comportamento estrutural e da segurança de pontes sujeitas à acção sísmica existem diversas metodologias que podem ser utilizadas, entre elas, as análises lineares e as análises não lineares. Neste capítulo, será abordado com maior detalhe as análises não lineares, estática e dinâmica, pois são as que se irão aplicar no âmbito deste estudo comparativo. A escolha é fundamentada pelo facto destas análises considerarem o comportamento não linear material e geométrico, ao contrário das análises lineares, e que por conseguinte garantem uma melhor aproximação do comportamento real da estrutura.

Inicialmente será descrita a análise não linear estática, denominada também por análise *pushover*, convencional e adaptativa, e o método N2 que é um dos procedimentos para avaliação do desempenho estrutural e o que será utilizado no presente trabalho. Por fim, serão expostas algumas das considerações feitas às análises não lineares dinâmicas.

4.2 ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA

Os métodos de análise não linear estática, habitualmente designados de análises *pushover*, têm vindo a ganhar protagonismo ao longo dos últimos anos devido principalmente à simplicidade introduzida na análise sísmica de estruturas, em particular quando comparada com as análises dinâmicas. Esta ferramenta de estudo tem como principal objectivo a avaliação da capacidade e do desempenho estrutural face a uma acção sísmica, caracterizados por uma curva *pushover* da estrutura de múltiplos graus de liberdade (MDOF) correspondente à evolução do deslocamento do nó de controlo da estrutura, D_n , em função do corte basal total, F_b (Figura 4.1).

A escolha do nó de controlo bem como a selecção da distribuição de forças laterais constitui um dos pontos fundamentais para a realização das análises *pushover*, pois são estes que determinarão a curva de capacidade estrutural. Segundo Kappos et al. [50], a localização mais adequada do nó de controlo recai sobre o ponto de deslocamento máximo modal do tabuleiro ou do nó do tabuleiro sobre o pilar mais crítico. Nas diversas análises em estudo foi tomado como ponto de controlo o nó central do tabuleiro correspondente ao máximo deslocamento modal.

A curva de capacidade permite caracterizar determinados parâmetros estruturais, tais como a deformação, evolução da cedência e rotura de cada elemento, esforços e ductilidade.

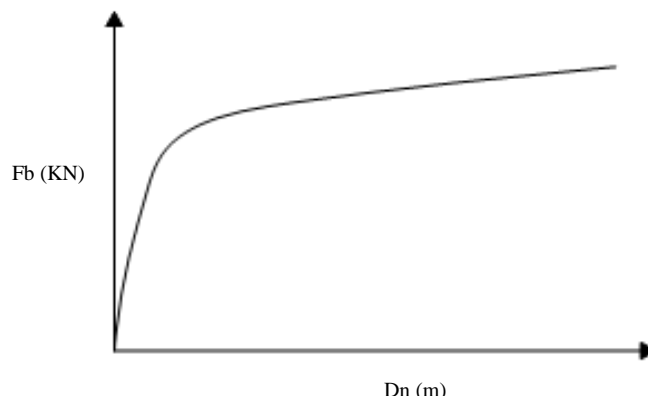


Figura 4.1 - Exemplo da curva de capacidade de uma estrutura obtido através da análise pushover

As análises pushover consistem, essencialmente, na aplicação de um carregamento monotónico crescente de um padrão de forças laterais predefinido, mantido variável ou invariável ao longo da análise. Assim, de acordo com a variação do perfil de carregamento, as análises *pushover* são designadas de convencionais ou adaptativas caso o perfil de carga seja invariável ou variável de acordo com as alterações modais da estrutura, respectivamente.

4.2.1 PUSHOVER CONVENCIONAL

Esta formulação consiste em sujeitar à estrutura a um carregamento crescente predefinido de forças laterais, que representam as forças de inércia que solicitariam a estrutura em caso de um evento sísmico, e monotonicamente incrementado a cada etapa de cálculo, cuja forma é mantida constante ao longo da análise. Sob este carregamento, os elementos estruturais entram em regime não linear sequencialmente, provocando consequentemente uma perda de rigidez global da estrutura.

Mais pormenorizadamente, a análise passa pela obtenção da solução iterativa não linear da Equação (4.1) de equilíbrio:

$$KU = P \quad (4.1)$$

Sendo,

K – A matriz de rigidez não linear

U – O vector de deslocamentos

P – O vector do carregamento incremental

O carregamento lateral, P, é definido através da distribuição das forças nodais (Figura 4.2), que segundo o mencionado no anexo H do EC8 parte 2 – Pontes [6], deve ser em função da massa e deslocamento associados aos respectivos nós. Portanto, para cada iteração da análise, a força aplicada F_i , no nó i pode ser obtida de acordo com a seguinte Equação (4.2).

$$F_i = f g M_i \zeta_i \quad (4.2)$$

Sendo,

f – O factor que controla a magnitude do carregamento lateral (função do número de iterações da análise);

g – A aceleração da gravidade;

M_i – A massa associada ao nó;

ζ_i – O factor de forma que define a distribuição da carga ao longo da estrutura.

Neste estudo aplicaram-se os dois casos de carga relativos às duas configurações de deformada do tabuleiro, conforme o estabelecido no regulamento:

- O perfil de carga constante ao longo do tabuleiro – deformada uniforme ($\zeta_i = 1$)
- E o perfil de carga proporcional ao primeiro modo de vibração horizontal (ζ_i reflecte a proporção do deslocamento horizontal em relação ao máximo deslocamento modal do tabuleiro)



Figura 4.2 - Distribuição das forças laterais para realização da análise pushover

Outra das especificações presentes no EC8 – 2 [6], Anexo H define que a análise da estrutura deve ser feita com base em, pelo menos, duas direcções e de forma independente, na direcção longitudinal (em x) e na direcção transversal (em y). No âmbito deste trabalho as análises foram realizadas apenas na direcção transversal.

4.2.2 PUSHOVER ADAPTATIVA

A análise *pushover* adaptativa surgiu para ultrapassar as limitações da análise *pushover* convencional, isto é, um procedimento que seja capaz de considerar a degradação da rigidez dos elementos a cada passo da análise tendo em conta as alterações no período de vibração, bem como as variações nas forças de inércia devido à amplificação espectral.

Esta análise, consiste na aplicação de um carregamento lateral que é continuamente actualizado durante a análise, em função da deformada modal e dos factores de participação modal definidos no início de cada incremento de carga, a cada passo, por uma análise modal. A combinação modal é aplicada ao carregamento, e considera duas variantes distintas de carregamento: em forças, designando-se por *Force-based Adaptive Pushover* (FAP) ou em deslocamentos, designando-se por *Displacement-based Adaptive Pushover* (DAP). [44]

A análise *pushover* adaptativa admite fundamentalmente quatro etapas, sendo estas, a definição do vector de carga nominal e massa; após a avaliação dos modos de vibração é feito o cálculo do factor multiplicativo a aplicar ao perfil de carregamento; de seguida é efectuado o cálculo do vector normalizado de escalamento, onde é efectuada a combinação dos modos por SRRS (*Square Root of the Sum of Squares*) se os modos são de frequência próxima, ou caso contrário por CQC (*Complete Quadratic Combination*); e por fim é feita a actualização do vector de carregamento. [17]

4.2.3 PROCEDIMENTO PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL

Para a avaliação do desempenho estrutural existem diversos procedimentos capazes de representar a exigência estrutural de uma acção sísmica, tais como o *Capacity Spectrum Method* (CSM), o método N2, o *Modal Pushover Analysis* (MPA), o *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM) e o *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC).

No capítulo 2 foi feita uma breve descrição destes procedimentos e pretende-se agora detalhar com maior rigor as diversas fases do método N2, uma vez que é este o recomendado pelo regulamento europeu Eurocódigo 8 [11], pela sua simples e expedita aplicação, e que é portanto o método utilizado para aplicação prática das análises *pushover* deste trabalho, conseguindo assim determinar o ponto de desempenho da ponte em estudo.

Método N2

Antes de se efectuar qualquer análise *pushover* a primeira etapa é modelar adequadamente a estrutura atendendo ao seu comportamento não linear. Para aplicação do método N2, deve-se seguidamente obter a curva *pushover*, que relaciona a força de corte basal total (F_b) com o deslocamento do nó de controlo da estrutura (d_n), que geralmente para pontes está localizado no ponto de deslocamento máximo modal do tabuleiro. Em relação às cargas laterais, como já se referiu, devem ser usadas duas distribuições diferentes, uma uniforme, ou seja, em que o perfil de carga é constante ao longo do tabuleiro, e a outra proporcional ao primeiro modo de vibração horizontal.

Após obter a curva *pushover* é necessário determinar o deslocamento-alvo. Para isso, assume-se que a resposta de um sistema estrutural com múltiplos graus de liberdade (MDOF) pode ser traduzida por um sistema equivalente de 1GL (SDOF), Figura 4.3. Desta forma é necessária a transformação da curva *pushover* de um sistema real para o sistema equivalente de um só grau de liberdade.

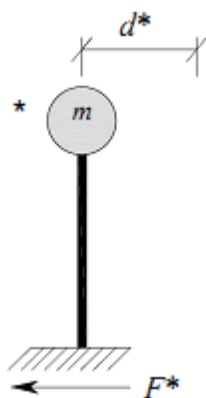


Figura 4.3 – Sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) para o modelo (MDOF) da ponte a ser analisada por *pushover*

Esta transformação é efectuada pela aplicação de um coeficiente de transformação (Γ) à força de corte basal (F_b) e ao deslocamento do nó de controlo de um sistema de múltiplos graus de liberdade (d_n). O processo da conversão pode ser sintetizado pelas Equações (4.3) (4.4) (4.5).

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.3)$$

Em que, m_i é a massa equivalente do sistema SDOF, e ϕ_i o deslocamento normalizado, que reflecte a proporção do deslocamento horizontal em relação ao máximo deslocamento modal do tabuleiro.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.5)$$

Em que, F^* e d^* representam, respectivamente, a força e o deslocamento de um sistema equivalente com 1GL.

A etapa seguinte consiste na determinação da relação força-deslocamento idealizada elasto-perfeitamente plástica, caracterizada por uma curva bilinear com uma igualdade de áreas entre a curva idealizada e a curva de capacidade real, como ilustrado na Figura 4.4.

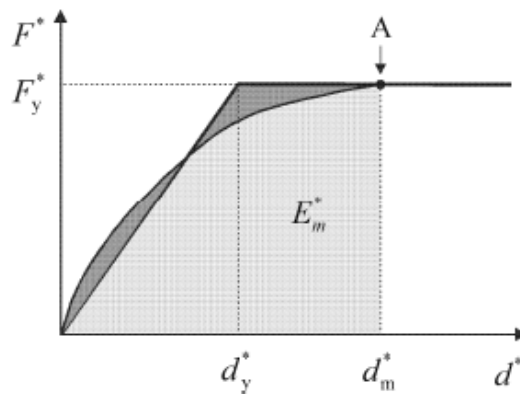


Figura 4.4 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [11]

Na Equação (4.6) apresenta-se a determinação do deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade (d_y^*):

$$d_y^* = 2 \times \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.6)$$

Em que, F_y^* é força de cedência que corresponde à força de corte na base da estrutura para o qual se forma um mecanismo plástico, d_m^* é o deslocamento correspondente ao mecanismo de colapso do sistema equivalente e E_m^* é a energia de deformação real.

A determinação do período do sistema idealizado equivalente com 1GL (T^*) é dada pela Equação (4.7):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.7)$$

O deslocamento alvo da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado dependente de $S_e(T^*)$, o valor do espectro de resposta elástico de aceleração para o período T^* , é obtido pela Equação (4.8):

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.8)$$

Para determinar o deslocamento alvo (d_t^*) da estrutura é necessário ter em consideração o facto do comportamento elástico não ser ilimitado e por consequência o deslocamento alvo ser diferente de d_{et}^* . Na Figura 4.5 está representado o espectro de resposta caracterizado pelo deslocamento em função da aceleração e a curva de capacidade idealizada do sistema equivalente. O período T^* é representado por uma linha radial que vai desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto que define a resposta elástica espectral.

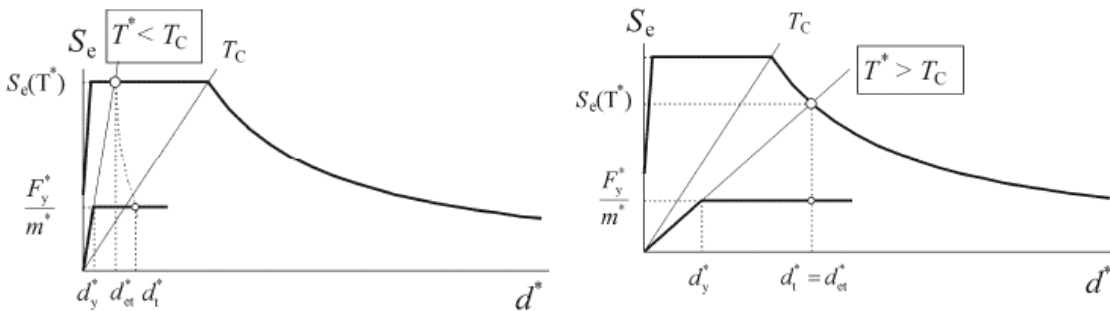


Figura 4.5 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos (esquerda) e períodos médios e longos (direita) [11]

Para períodos baixos, se a resposta é elástica o deslocamento alvo é igual a d_{et}^* . Caso contrário a estrutura apresenta um comportamento não elástico e é necessário considerar o fator q_u , , que é dado pelas Equações (4.9) (4.10):

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (4.9)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (4.10)$$

Para períodos médios e longos o deslocamento alvo é igual a d_{et}^* .

Finalmente, a determinação do deslocamento alvo pretendido da estrutura com múltiplos graus de liberdade (d_t) é dado pela Equação (4.11):

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (4.11)$$

Este deslocamento corresponde ao nó de controlo que, como já se referiu, deve situar-se no nó de deslocamento máximo modal do tabuleiro ou do nó do tabuleiro sobre o pilar mais crítico. O método descrito, a incluir numa análise *pushover* corresponde à exigência da acção sísmica na estrutura, que pode ser avaliada através dos valores de deslocamentos, momentos flectores, tensões, esforços de corte em elementos e secções da estrutura. Estes parâmetros de resposta são comparados com valores limites de resistência da estrutura e posteriormente pode se concluir se a segurança é ou não verificada para o evento sísmico em causa e quais os danos que este pode provocar.

4.3 ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA

As análises não lineares dinâmicas são sem dúvida aquelas que conseguem garantir com maior precisão o comportamento real das estruturas à acção dos sismos, cuja precisão na previsão da resposta de estruturas de pontes tem sido revelada através de comparações com resultados experimentais consequentes de estudos pseudo-dinâmicos em modelos de grande escala [42].

No entanto, apesar da superior precisão destas análises, a complexidade inerente e a necessidade de ferramentas computacionais mais exigentes, devido ao maior volume e tempo de cálculo, são ainda barreiras para a sua generalização na análise sísmica de estruturas.

No âmbito deste trabalho, para obter resultados desta análise, foi necessário o uso do programa de cálculo SeismoStruct [1], utilizando o modelo de não-linearidade distribuída em elementos finitos de fibras, e foi feita uma análise dinâmica incremental. A análise dinâmica considera a acção sísmica directamente através da introdução de acelerogramas que correspondem à base de sismos caracterizada no capítulo 5. A acção sísmica foi aplicada na base dos pilares e nos encontros da ponte como uma aceleração do solo na direcção transversal (em y).

Para além das desvantagens assinaladas anteriormente, é importante referir que os algoritmos no tempo apresentam ainda algumas limitações na representação do amortecimento histerético nos modelos e a determinação das suas consequências nos resultados ainda não estão completamente controladas pela comunidade científica. Contudo, este tipo de análise continua a ser a mais exacta e é considerada como referência, tendo o intuito de confirmar as hipóteses consideradas nas análises *pushover* verificadas no presente estudo.

5.

CASO DE ESTUDO – COMPARAÇÃO DE ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS E DINÂMICAS EM PONTES

5.1 INTRODUÇÃO

Nesta fase será apresentada a ponte em estudo, assim como as características geométricas e a modelação dos seus elementos estruturais, será também descrita a base sísmica utilizada e por último apresentar-se-ão os resultados obtidos e a respectiva discussão.

Nesta ponte serão determinadas as curvas pushover convencional com carregamento uniforme e modal e pushover adaptativo com e sem amplificação espectral. Após a comparação entre as diferentes variantes da análise pushover será feita a comparação destas com as análises incrementais dinâmicas, através do método N2 que permite determinar o ponto de desempenho estrutural da ponte e que portanto será possível verificar qual a análise pushover que melhor se aproxima da análise dinâmica.

Será feito também um estudo em que se pretende comparar os diferentes parâmetros de resposta da ponte obtidos pela análise pushover (seguindo as variantes enunciadas) e pela análise dinâmica. Os resultados destes parâmetros são apresentados para a configuração da deformada (deslocamentos do nó de controlo e restantes nós do tabuleiro), para os momentos flectores do tabuleiro e dos pilares e para os esforços de corte nos pilares.

As análises não lineares estáticas e dinâmicas são realizadas através do mesmo programa de cálculo automático SeismoStruct, que considera a não linearidade material distribuída pelos elementos estruturais.

5.2 APRESENTAÇÃO DA PONTE

A estrutura em estudo é uma ponte de betão armado resultante de um grupo de pontes que foram estudadas no âmbito do programa de investigação PREC8-*Bridge Research Programme* [51 e 52].

Esta é denominada de P222, e é considerada como uma ponte curta e regular (Figura 5.1), tem um comprimento de 200 m (com quatro vãos de 50 m) e a altura dos seus pilares é de 14m.

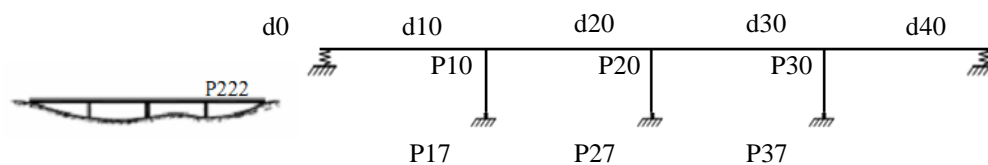


Figura 5.1 - Configuração da ponte de betão armado (esquerda) e discretização dos elementos (direita)

O grupo de pontes em que esta está inserida foi dimensionado para uma aceleração de pico do solo de $0,35g$ num solo de condições médias (tipo B) em conformidade com o EC8 [53 e 54]. No dimensionamento da ponte foi adoptada para os pilares a percentagem mínima de armadura igual a metade da estabelecida pelo regulamento ($0,5\%$ ao invés dos $1,0\%$) [4]. Assumiu-se também o comportamento elástico do tabuleiro durante a resposta sísmica.

5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA PONTE

A escolha de critérios para modelar as zonas críticas das estruturas torna-se importante, não só pelo facto de representar melhor a resposta sísmica da ponte como também para a obtenção de resultados mais credíveis.

Deste modo, apresenta-se seguidamente as características geométricas dos elementos estruturais (pilares e tabuleiro), o modelo considerado para as ligações entre os diversos elementos, as condições fronteira e o tipo de carregamento lateral usados no programa de cálculo, SeismoStruct [1] (modelo de fibras).

5.2.1.1 Pilares

No modelo utilizado para a aplicação prática deste trabalho, modelo de fibras, utiliza-se o elemento barra 3D inelástico, devido à sua capacidade de considerar não-linearidade material e geométrica.

As características geométricas da secção transversal são iguais para todos os pilares, apresentado uma secção rectangular oca de betão armado, com $0,40m$ de espessura e dimensões exteriores de $4,0m$ por $2,0m$, como ilustrado na Figura 5.2.

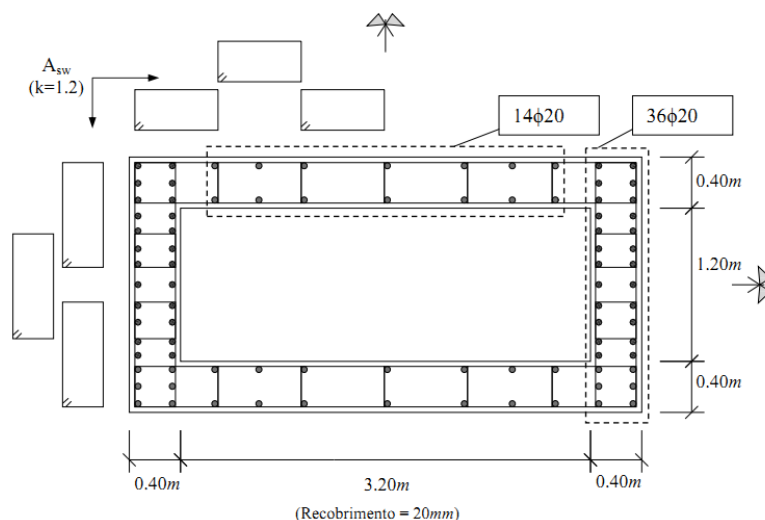


Figura 5.2 - Pormenor da secção transversal dos pilares

Para que a distribuição das relações tensão-extensão ao longo da secção transversal do pilar seja adequadamente reproduzida, esta é dividida em 200 fibras. As tensões e extensões são controladas pelas leis constitutivas do betão e aço que utilizar-se-á, conforme o indicado no capítulo 3. Os parâmetros do modelo do betão e do aço apresentam-se nas Tabelas 5.1 e 5.2, respectivamente.

Tabela 5.1 - Parâmetros da lei constitutiva do betão de Mander

Modelo do Betão	
Propriedades	
Módulo de Elasticidade E_c (GPa)	30.5
Tensão de compressão f_c (MPa)	42.0
Tensão de tracção f_{ct} (MPa)	0.001
Extensão para tensão máxima não confinada (m/m)	0.002
Factor de confinamento K_c	1.2
Peso volúmico (kN/m ³)	24

Tabela 5.2 - Parâmetros da lei constitutiva do aço de Menegotto-Pinto

Modelo do Aço	
Propriedades	
Módulo de Elasticidade E_s (GPa)	200
Força de <i>Yielding</i> (MPa)	500
Parâmetro de endurecimento μ	0.005
Transição da curva inicial	20
1º Coeficiente de transição	18.5
2º Coeficiente de transição	0.15
1º Endurecimento isotrópico	0.025
2º Endurecimento isotrópico	2
Peso volúmico (kN/m ³)	77

5.2.1.2 Tabuleiro

O tabuleiro de uma ponte durante a ocorrência de um sismo, conforme os regulamentos, é considerado como tendo comportamento elástico. Assim, este elemento é modelado por um elemento de barra 3D elástico, que contabiliza os efeitos locais de 2ª ordem (não linearidade geométrica).

Os valores das propriedades da secção transversal baseiam-se nas suas características geométricas e mecânicas. Relativamente às geométricas, a secção transversal deste elemento é constante, apresentando uma secção em caixão de 14.0 m de largura, como indicado na Figura 5.3.

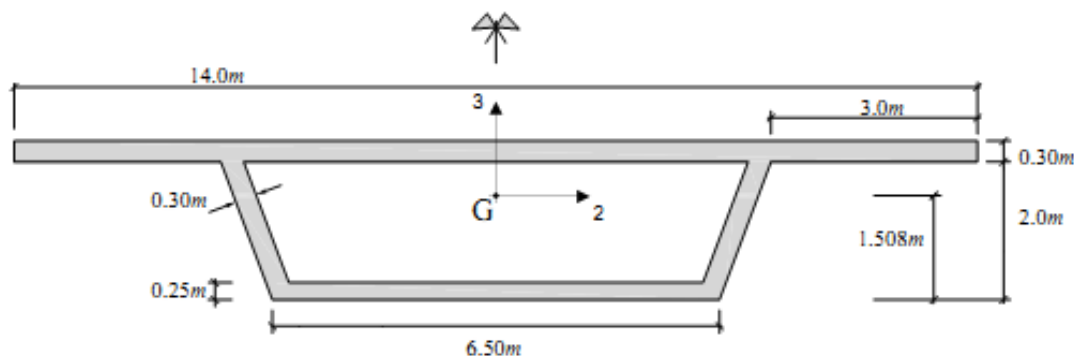


Figura 5.3 – Pormenor da Secção transversal do tabuleiro

As propriedades mecânicas que definem o material do tabuleiro apresentam-se na Tabela 5.3. Considera-se que o tabuleiro é executado com um material de módulo de elasticidade e de distorção iguais a 25GPa e 10GPa respectivamente ($\nu=0.25$) [5].

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas do tabuleiro

Tabuleiro	
EA (kN)	1.7409E+008
EI2 (kN.m2)	1.3400E+008
EI2 (kN.m2)	2.2113E+009
GJ (kN.m2)	1.1713E+008
Massa (ton/m)	17.4

Cada vão do tabuleiro é constituído por oito elementos, considerando que os elementos das extremidades têm um comprimento de 0.80 m e os restantes tem um comprimento igual entre si. Para garantir a exactidão da análise, houve o cuidado de modelar adequadamente a zona perto da ligação aos pilares, embora o comportamento elástico deste elemento não necessite deste tipo de detalhe [56].

A ligação entre o tabuleiro e o pilar é feita por um elemento rígido, com massa e peso desprezável, com uma rótula que liberta os esforços na extremidade que liga ao pilar (Figura 5.4), simulando os aparelhos de apoio do tabuleiro e que transferem apenas esforço transversal e axial para o pilar.

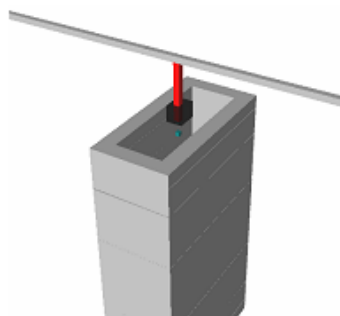


Figura 5.4 - Modelação da ligação tabuleiro-pilar

5.2.1.3 Condições Fronteira

As ligações ao exterior do sistema estrutural são feitas por encastramentos na base dos pilares e por encontros nas extremidades do tabuleiro, que são simuladas através de molas de comportamento elastoplástico cuja rigidez pretende ser equivalente à rigidez real dos encontros (Figura 5.5). [56, 57].

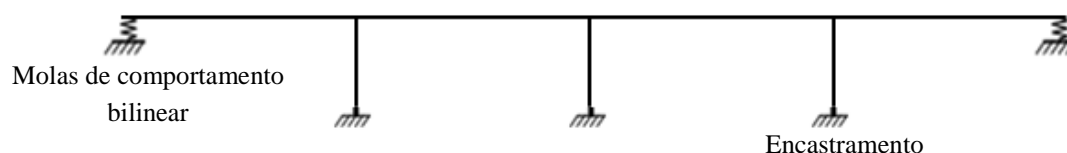


Figura 5.5 – Esquema das condições fronteira

Os encontros da ponte correspondem a ligações contínuas do tabuleiro assentes em estacas, com comportamento bilinear plástico na direcção longitudinal e transversal (X e Y respectivamente) da ponte. A zona de encontro é feita através de quatro molas em paralelo e são ligadas por elementos rígidos, como está representado na Figura 5.6.

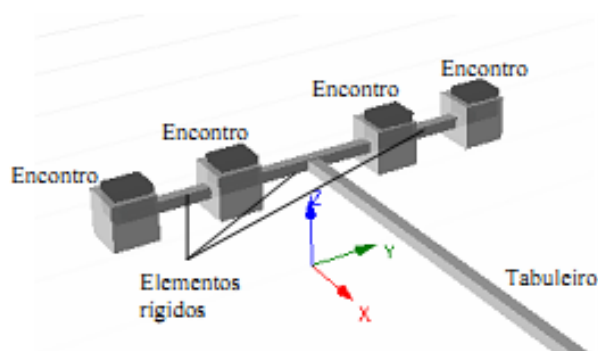


Figura 5.6 – Modelação da zona de encontro da ponte

Na Tabela 5.4 são apresentadas as características das molas bilineares que resultaram da estimativa da rigidez do encontro, em que foi considerada a soma das contribuições do aterro e das estacas [58]. Cada mola é rígida ao momento flector em X e Z, admitindo rotações em Y, e não considera massa ou amortecimento adicional para o sistema estrutural da ponte [5].

Tabela 5.4 - Características das molas que caracterizam os encontros

Parâmetro	Encontro		
	Translação X	Translação Y	Translação Z
k_0 (kN/m)	177288.0	57493.0	1.00E+12
F_y (kN)	4432.2	1437.3	-
r	0.005	0.005	-

5.2.1.4 Carga lateral

Como já foi referido anteriormente no capítulo 4, segundo o Eurocódigo 8, nas análises pushover existem dois casos para consideração do perfil de carga lateral, sendo uma uniforme e outra modal que corresponde à deformada do tabuleiro proporcional ao 1º modo transversal.

Na Figura 5.7 apresenta-se a disposição das forças nodais de inércia em função da configuração da deformada do tabuleiro.

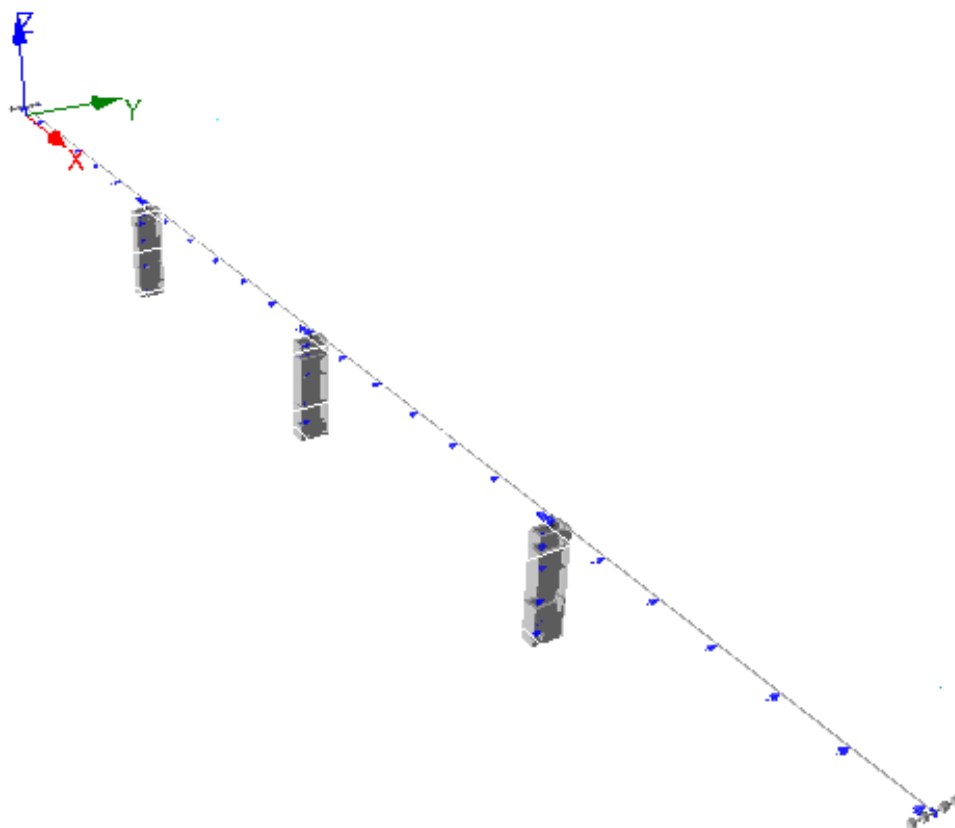


Figura 5.7 – Configuração das forças nodais

5.3 DESCRIÇÃO DA BASE SÍSMICA

A acção sísmica a utilizar nas análises pushover e dinâmicas foi introduzida através de uma base de 10 registos sismográficos que resultam de acontecimentos históricos ocorridos em Los Angeles e que foram escalados para corresponderem a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos (com um período de retorno de 475 anos), que corresponde ao nível de intensidade de 1.0 [59]. Na Tabela 5.5 apresentam-se as características da base sísmica utilizada [2].

Tabela 5.5 – Caracterização da base sísmica

Acelerograma	Sismo	Magnitude	Duração (s)
Ac_02	El Centro, 1940	6.9	24.56
Ac_04	Imperial Valley, 1979	6.5	7.11
Ac_06	Imperial Valley, 1979	6.5	11.25
Ac_08	Landers, 1992	7.3	22.28
Ac_10	Landers, 1992	7.3	20.76
Ac_12	Loma Pietra, 1989	7.0	6.44
Ac_14	Northridge, 1994	6.7	5.56
Ac_16	Northridge, 1994	6.7	7.04
Ac_18	Northridge, 1994	6.4	5.34
Ac_20	North Palm Springs, 1986	6.7	6.82

Os espectros de resposta correspondentes aos mesmos registos no tempo foram utilizados para a aplicação prática das análises pushover, e foi também acrescentado o espectro mediano.

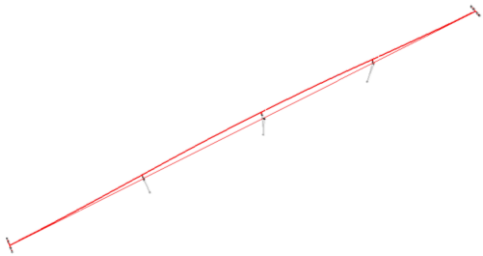
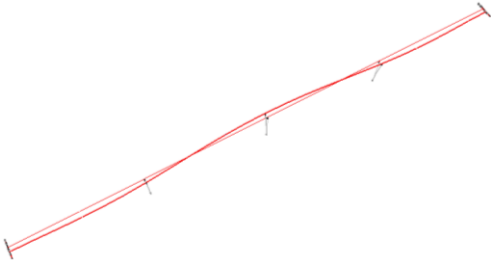
Adicionalmente consideram-se outros cinco factores proporcionais de escalamento da base sísmica original, 0.25, 0.5, 0.75, 1.25 e 1.5, de maneira a observar a evolução dos resultados com o aumento da intensidade sísmica.

5.4 OBTENÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.4.1 ANÁLISE MODAL

Na Tabela 5.6, expõem-se os parâmetros modais da estrutura para os modos de vibração principais resultantes da análise modal da ponte e que serão utilizados para as seguintes fases do presente trabalho.

Tabela 5.6 – Características da análise modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Massa modal (%)	Factor de Participação	Configuração
1º	0.408	2.453	70.03	52.29	
2º	0.204	4.907	20.61	-28.37	

A partir dos resultados obtidos pode-se concluir que o primeiro modo de vibração transversal mobiliza na maioria a massa modal (70.03%) e prevê-se que é este o modo que determina o comportamento dinâmico da ponte nesta direcção.

Apresenta-se na Tabela 5.7 o deslocamento modal para o 1º modo transversal de cada nó do tabuleiro em correspondência aos pilares da ponte.

Tabela 5.7 – Deslocamento modal

Modo	d0	d10	d20	d30	d40
1º	1.5758E-06	1.4790E-05	2.5547E-05	1.4790E-05	1.5758E-06

5.4.2 ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS – CURVA PUSHOVER

Como já foi referido anteriormente, para a análise não linear estática convencional foram aplicados diferentes casos de carga lateral em função da deformada do tabuleiro admitida, uniforme e modal (PC_uniforme e PC_modal respectivamente), e foram aplicadas também análises *pushover* adaptativas com e sem amplificação espectral (PA_c/AE e PA_s/AE respectivamente). As análises foram realizadas com um deslocamento alvo de 1.0m do nó de controlo (nó central do tabuleiro que corresponde ao máximo deslocamento modal, d20) em 100 *steps*.

Na Figura 5.8 apresentam-se as curvas *pushover* obtidas pelo programa SeismoStruct [1], que relacionam o corte basal com o deslocamento do nó de controlo (d20), efectuadas para uma análise transversal.

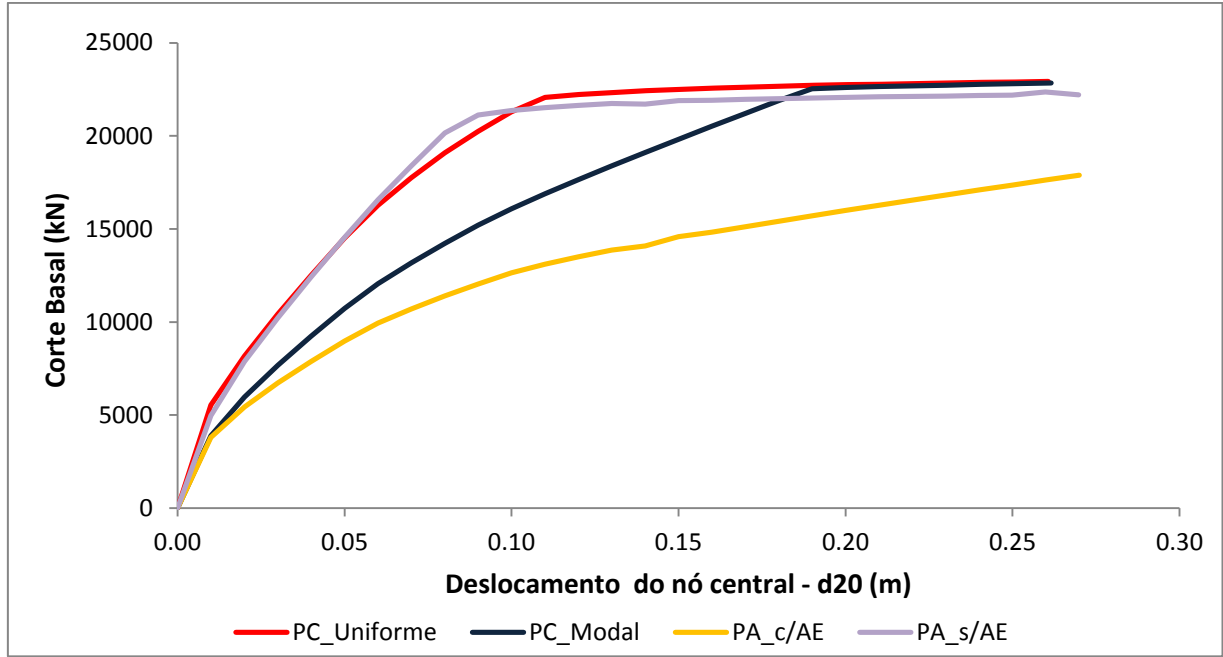


Figura 5.8 – Curvas Pushover

Através da observação dos resultados, pode-se verificar que a curva *pushover* com carregamento uniforme e modal e a curva *pushover* adaptativa sem amplificação espectral estão muito próximas uma da outra, enquanto a curva *pushover* adaptativa com amplificação espectral apresenta um desvio significativo em relação às curvas referidas anteriormente, o que seria esperado.

O facto da curva *pushover* usando um perfil de carregamento uniforme ser superior em relação às outras variantes deve-se ao facto da distribuição de inércia não estar definida de acordo com a evolução dos modos de vibração. Por outro lado a curva de capacidade estrutural da ponte para um perfil modal já tem em conta esse efeito, considerando apenas o 1º modo de vibração.

A curva *pushover* adaptativa com amplificação espectral é inferior pois já têm em consideração a participação dos modos de vibração superiores, logo também terão que ser inferiores aos resultados do 1º modo. Estas curvas têm conta os efeitos de degradação da estrutura que afectam estes modos, onde existe um aumento da degradação da rigidez e de resistência assim como um aumento do período fundamental.

Em relação à diferença entre as curvas *pushover* adaptativa com e sem amplificação espectral é que esta última não considera a contribuição da frequência da acção sísmica, ou seja, o deslocamento que é aplicado não tem em conta com o conteúdo em frequências de cada evento, reduzindo assim a exigência da acção.

5.4.3 DEFINIÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL

Depois de serem apresentadas as diferentes curvas *pushover* (convencionais e adaptativa) comparar-se-á o desempenho estrutural da ponte obtido através de análises não lineares estáticas e análises não lineares dinâmicas. Para isso pretende-se neste ponto aplicar a estas análises a metodologia recomendada pelo Eurocódigo 8, método N2, que já foi descrita em detalhe no capítulo 4, determinando assim o ponto de desempenho da estrutura.

É de salientar que este procedimento de análise não linear estática foi definido para se enquadrar numa análise não linear pushover convencional. Deste modo, a sua utilização numa análise pushover adaptativa não é a mais adequada, uma vez que considera apenas a participação do primeiro modo de vibração. No entanto a sua utilização é justificada pois o objectivo do presente trabalho passa pela comparação dos resultados entre as análises pushover e portanto esses resultados não estarão influenciados pela diferença entre métodos.

Depois da obtenção das curvas pushover da estrutura de múltiplos graus de liberdade (MDOF) estas são transformadas em curvas de capacidade de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) através do escalamento das curvas pelo factor de transformação, Γ , que depende da massa do sistema e da configuração do 1º modo de vibração transversal (Tabelas 5.8 e 5.9).

Tabela 5.8 – Massa do sistema e configuração do 1º modo transversal

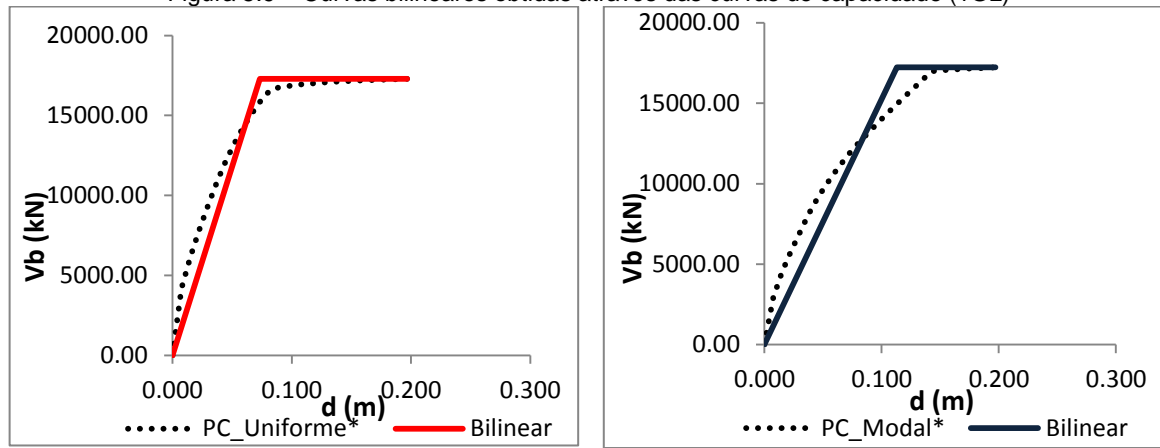
	M_i (ton)	d (m)	Φ_i
d0	435.0	1.5758E-06	0.0617
d10	870.0	1.4790E-05	0.5789
d20	870.0	2.5547E-05	1.0
d30	870.0	1.4790E-05	0.5789
d40	435.0	1.5758E-06	0.0617

Tabela 5.9 – Determinação do coeficiente de transformação

Coeficiente de transformação		
Σ m_i Φ_i	Σ m_i Φ_i²	Γ
1931.00	1456.49	1.33

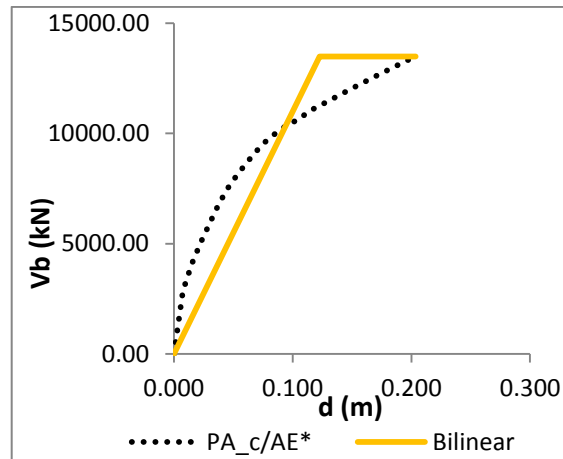
O passo seguinte consiste na realização da bilinearização das curvas de capacidade (IGL) obtidas anteriormente, e de seguida aplicar as fórmulas matemáticas do método, já enunciadas na secção 4.2.3, que estão dependentes do espectro considerado e das características do sistema equivalente de um grau de liberdade bilinearizado. Na Figura 5.9 apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes carregamentos.

Figura 5.9 – Curvas bilineares obtidas através das curvas de capacidade (1GL)



a – Curva bilinear carregamento uniforme

b – Curva bilinear do carregamento modal



c – Curva bilinear do carregamento adaptativo c/AE

A última etapa consiste em retornar o deslocamento final obtido através do sistema de um grau de liberdade, dt^* para o deslocamento do nó de controlo do sistema global da ponte, dt , para cada análise e para cada evento sísmico escalado (factores multiplicativos de 0.25, 0.5, 0.75, 1.25 e 1.5).

Na Figura 5.10 apenas se apresenta a comparação das análises pushover com as análises dinâmicas para o espectro de resposta mediano, os resultados obtidos para os restantes espectros de resposta utilizados encontram-se expostos no Anexo A1 revelando-se idênticos aos resultados para o espectro de resposta mediano.

É de salientar, que as análises dinâmicas também foram calculadas através do programa de cálculo, SeismoStruct [1].

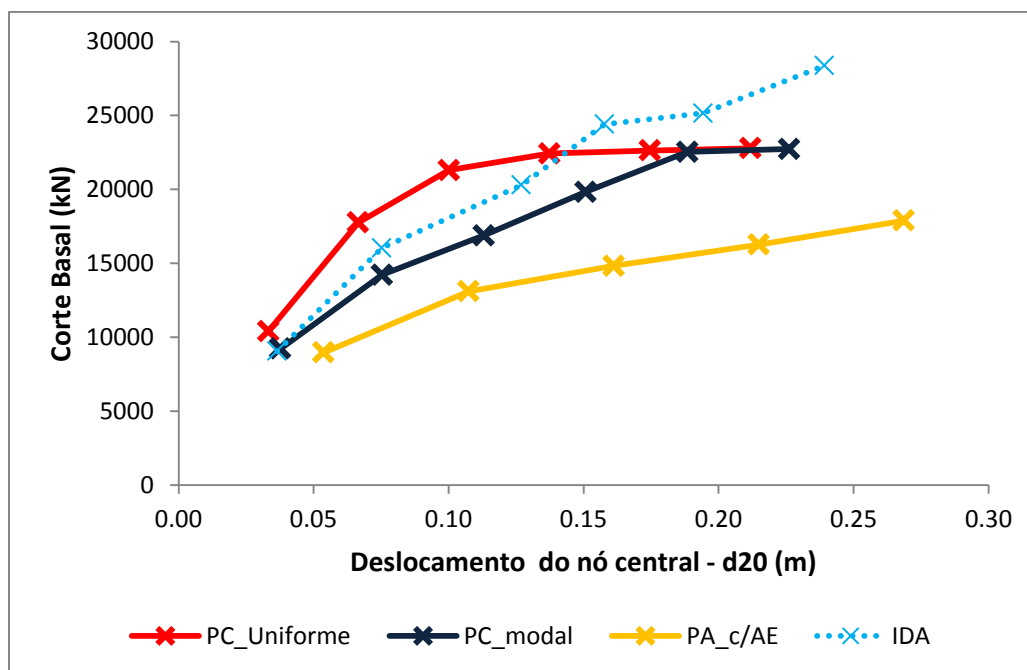


Figura 5.10 - Pontos de desempenho para o acelerograma mediano

Comparando os pontos de desempenho das análises *pushover* uniforme, modal e adaptativa com amplificação espectral verifica-se uma concordância significativa entre os resultados das análises dinâmicas e as várias análises *pushover*, no entanto para níveis de intensidade superiores, em regime não-linear, notam-se alguns desvios, o que é um facto esperado nestas análises simplificadas.

Apesar de ser difícil salientar um método de análise estática em que são esperados desempenhos estruturais mais próximos dos captados através de análises dinâmicas, pode-se indicar as análises *pushover* modais como aquelas em que a concordância com as análises dinâmicas é superior, para todos os níveis de intensidade sísmica.

A figura anterior revela contudo o comportamento inesperado para a análise *pushover* adaptativa, identificando-se uma menor aproximação aos resultados das análises dinâmicas. A explicação para este facto reside no facto do procedimento de análise não linear estático para definição do desempenho estrutural, o método N2, não ser adequado à análise *pushover* adaptativa, uma vez que considera apenas a participação do primeiro modo de vibração, como já foi referido. Uma maneira de melhorar esse aspecto seria aplicar o procedimento ACSM (*Adaptive Capacity Spectrum Method*) ao invés do N2. Mas a sua utilização justifica-se uma vez que é este o procedimento recomendado pelo regulamento europeu Eurocódigo 8, e a sua aplicação ser simples e expedita. E também porque neste trabalho pretende-se comparar as várias análises sem que haja um acréscimo de variabilidade na comparação entre as diferentes variantes de análise *pushover*.

5.4.4 PARÂMETROS DA RESPOSTA

A partir do deslocamento do nó de controlo do sistema global da ponte, Δ , para cada análise e para cada factor proporcional de escalamento da base sísmica original (0.25, 0.5, 0.75, 1.25 e 1.5), é possível conhecer os parâmetros da resposta sísmica da ponte para cada *step* da análise.

Neste estudo pretende-se efectuar uma comparação entre os diferentes parâmetros resultantes das análises não lineares estáticas, já referenciadas, e das análises dinâmicas, de modo a validar os procedimentos estáticos como alternativa para a análise do comportamento estrutural de pontes.

Esses parâmetros de resposta são apresentados para os deslocamentos do nó de controlo e para os restantes nós do tabuleiro, em que se consideraram os nós à face superior do tabuleiro (d0, d10, d20, d30, d40 e os restantes pontos), para os momentos flectores do tabuleiro, foram considerados os nós do tabuleiro em correspondência aos pilares da ponte (d10, d20 e d30) e para os momentos da base dos pilares (P17, P27, P37) e por último para os esforços de corte nos pilares (P17, P27, P37).

Para uma percepção imediata da relação entre os resultados das análises a comparar, análises pushover (uniforme, modal e adaptativa) e as análises dinâmicas (IDA), procedeu-se ao cálculo do quociente, denominado de BI (*Bridge Index*) para cada um dos parâmetros (Δ) a analisar, que representa o grau de aproximação entre as análises referidas. Quando esse quociente é igual a 1.0 diz-se que a aproximação é perfeita.

$$BI = \frac{\Delta \text{ Pushover}}{\Delta \text{ IDA}}$$

Da Figura 5.11 à 5.25, apresenta-se os BI's da ponte em estudo (P222) em função do acelerograma e da intensidade sísmica assim como a respectiva discussão dos resultados obtidos.

Para todos os parâmetros, em função do acelerograma e da intensidade, consideraram-se os valores máximos e medianos. Quanto aos momentos nos pilares e no tabuleiro e corte nos pilares foi feito também um estudo do desempenho de cada nó na base do pilar e de cada nó da face superior do tabuleiro, apresentando os valores de BI máximos, medianos, médios e mínimos.

5.4.4.1 Deslocamentos do Tabuleiro

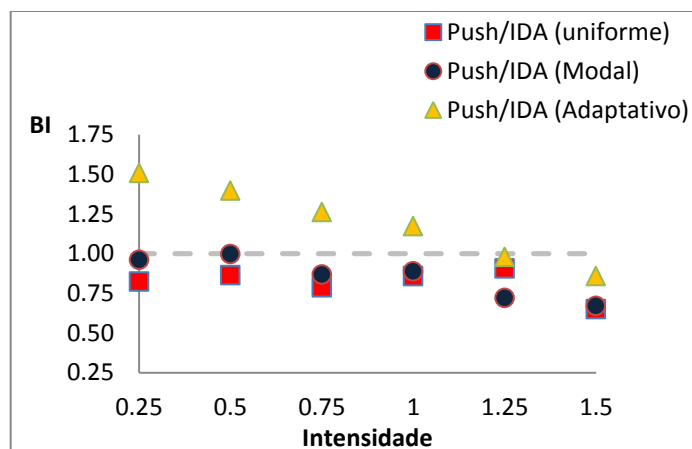


Figura 5.11 – BI mediano para o deslocamento do nó de controlo do tabuleiro (d20)

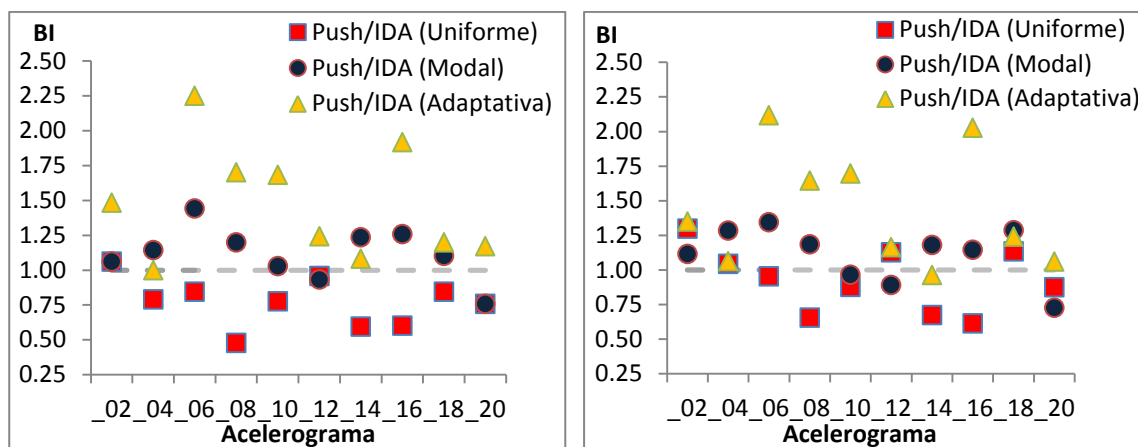


Figura 5.12 - BI com valores máximos (esquerda) e medianos (direita) para os deslocamentos de todos os nós do tabuleiro em função do acelerograma

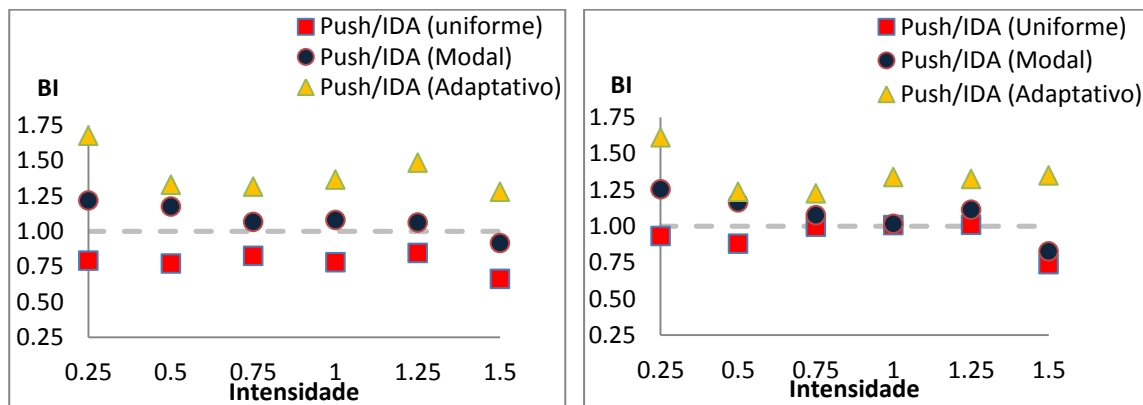


Figura 5.13 – BI com valores máximos (esquerda) e medianos (direita) para os deslocamentos de todos os nós do tabuleiro em função da intensidade

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode-se concluir que:

- Em geral, os casos de carga modal e uniforme resultam em melhores aproximações às análises dinâmicas do que a análise *pushover* adaptativa, em linha com as constatações anteriores.
- No caso de carga modal, para os deslocamentos do tabuleiro tendo em consideração todos os nós, obtêm-se melhores aproximações às análises dinâmicas para todas as intensidades sísmicas. Considerando o nó de controlo essa concordância é menor com o aumento da intensidade sísmica, justificado pelas incursões em maior regime não linear no qual a validade das análises *pushover* é menor. Em todo o caso, refira-se que mesmo para o factor de intensidade sísmica de 1.5 a aproximação às análises dinâmicas é aceitável (cerca de 70%).
- Os deslocamentos do tabuleiro obtidos pela análise *pushover* com carga uniforme são em geral inferiores aos obtidos pela análise dinâmica, enquanto que a *pushover* com caso de carga modal e a *pushover* adaptativa já são superiores. Essas diferenças atenuam com o aumento da intensidade sísmica.
- Existe uma grande dispersão das análises em função dos acelerogramas utilizados, sendo aqueles que comportam maiores diferenças entre as análises o Ac_06, Ac_08 e o Ac_16. Ainda assim os acelerogramas Ac_02, Ac_12 e Ac_20 são aqueles que apresentam melhores aproximações.

5.4.4.2 Momentos Flectores dos Pilares

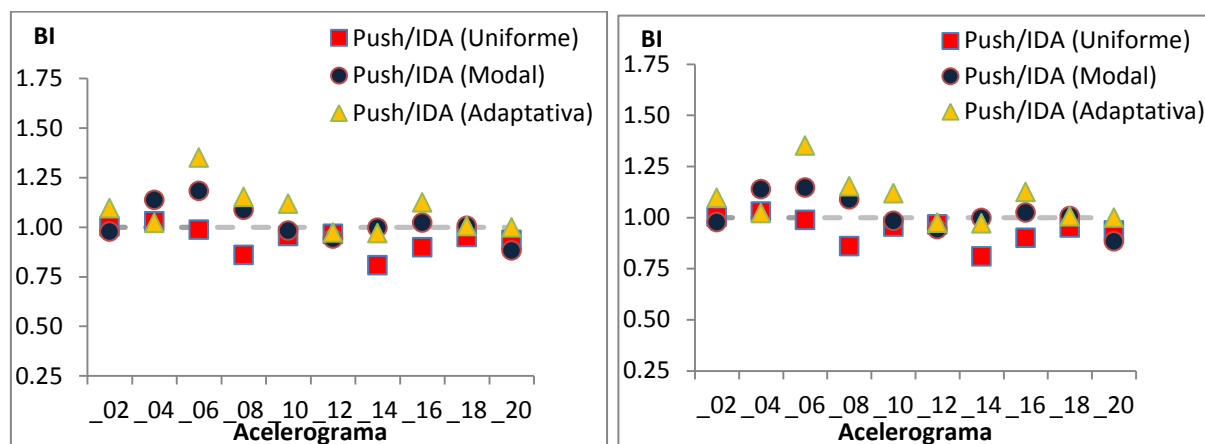


Figura 5.14 - BI com valores máximos (*esquerda*) e medianos (*direita*) para os momentos dos pilares em função do acelerograma

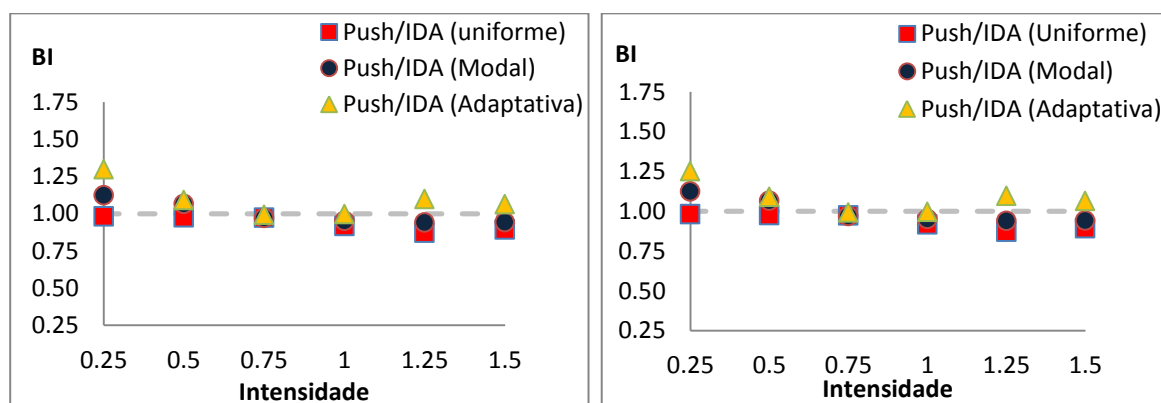


Figura 5.15 - BI com valores máximos (*esquerda*) e medianos (*direita*) para os momentos dos pilares em função da intensidade

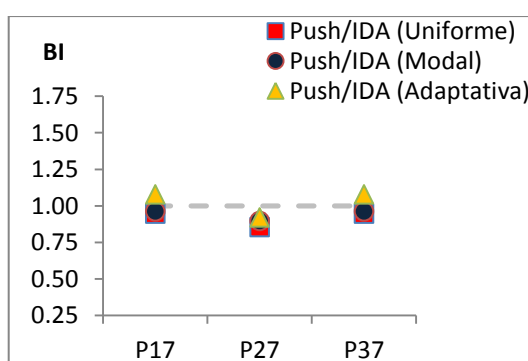


Figura 5.16 – BI com valores medianos para os momentos de cada pilar

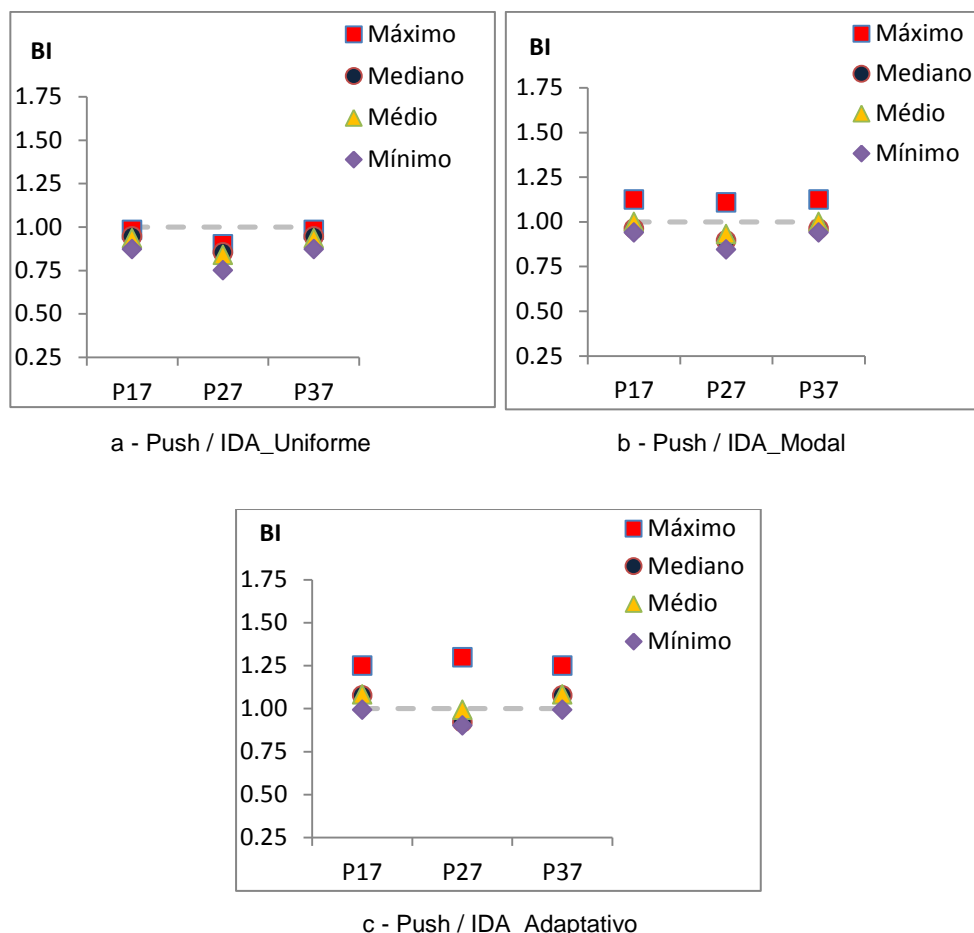


Figura 5.17 – BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para os momentos de cada pilar

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode-se concluir que:

- Existe uma aproximação quase perfeita entre todas as variantes de análise *pushover* e as análises dinâmicas para o parâmetro de resposta momentos flectores dos pilares.
- Os momentos flectores dos pilares em função do tipo de acelerograma são semelhantes entre as duas análises, *pushover* e dinâmica, nomeadamente para os acelerogramas Ac_02, Ac_12, Ac_18 e Ac_20, já no Ac_06 e Ac_08 existem algumas diferenças entre as análises, contudo os níveis de dispersão são bastante reduzidos.
- Os momentos flectores dos pilares obtidos pela análise *pushover* com caso de carga modal e a análise *pushover* adaptativa são em geral superiores aos obtidos pela análise dinâmica, enquanto que a estimativa com análises *pushover* com um perfil de carga uniforme é inferior às análises dinâmicas.
- Os momentos flectores dos pilares P17 e P37 nas três análises em estudo têm uma melhor aproximação à análise dinâmica relativamente ao pilar P27. Ainda assim, no geral apresentam bons resultados.
- Existe uma dispersão de valores máximos, medianos, médios e mínimos para a análise *pushover* adaptativa no pilar P27 em relação aos pilares P17 e P37. Contudo, ao nível da *pushover* com carga uniforme e modal essa dispersão já não é relevante. Embora no último caso de carga o valor máximo dos pilares tenha um desvio não muito significativo comparando com os outros valores. Mas no geral, apresentam boas aproximações à análise dinâmica.

5.4.4.3 Momentos Flectores do Tabuleiro

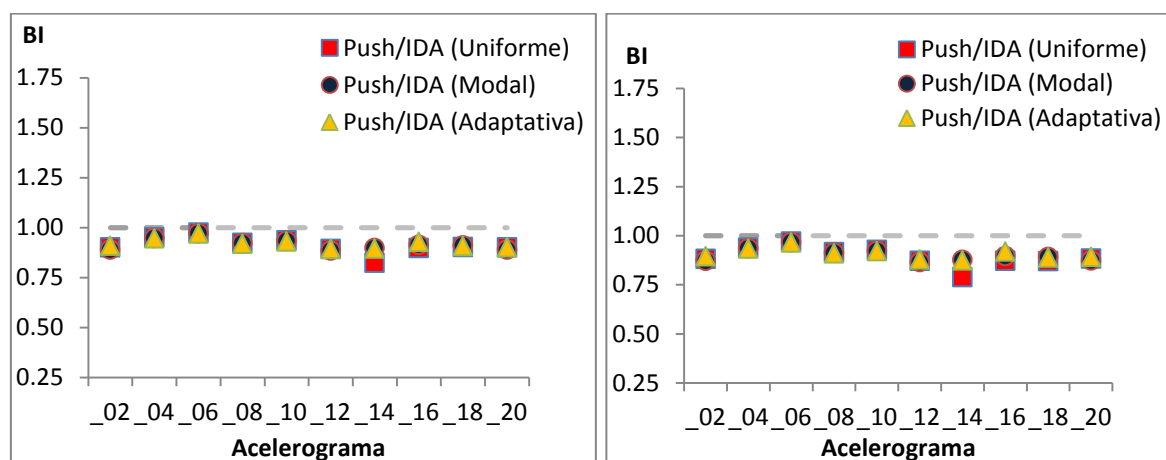


Figura 5.18 - BI com valores máximos (*esquerda*) e medianos (*direita*) para os momentos do tabuleiro em função do acelerograma

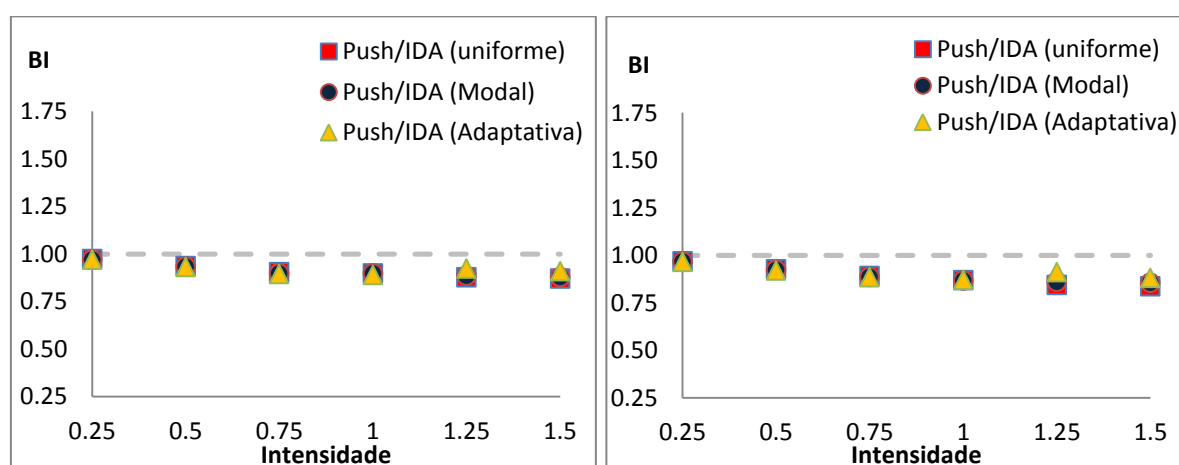


Figura 5.19 - BI com valores máximos (*esquerda*) e medianos (*direita*) para os momentos do tabuleiro em função da intensidade

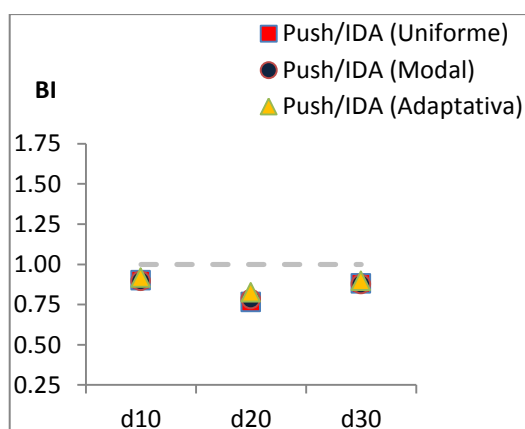


Figura 5.20 – BI com valores medianos para os momentos de cada nó do tabuleiro

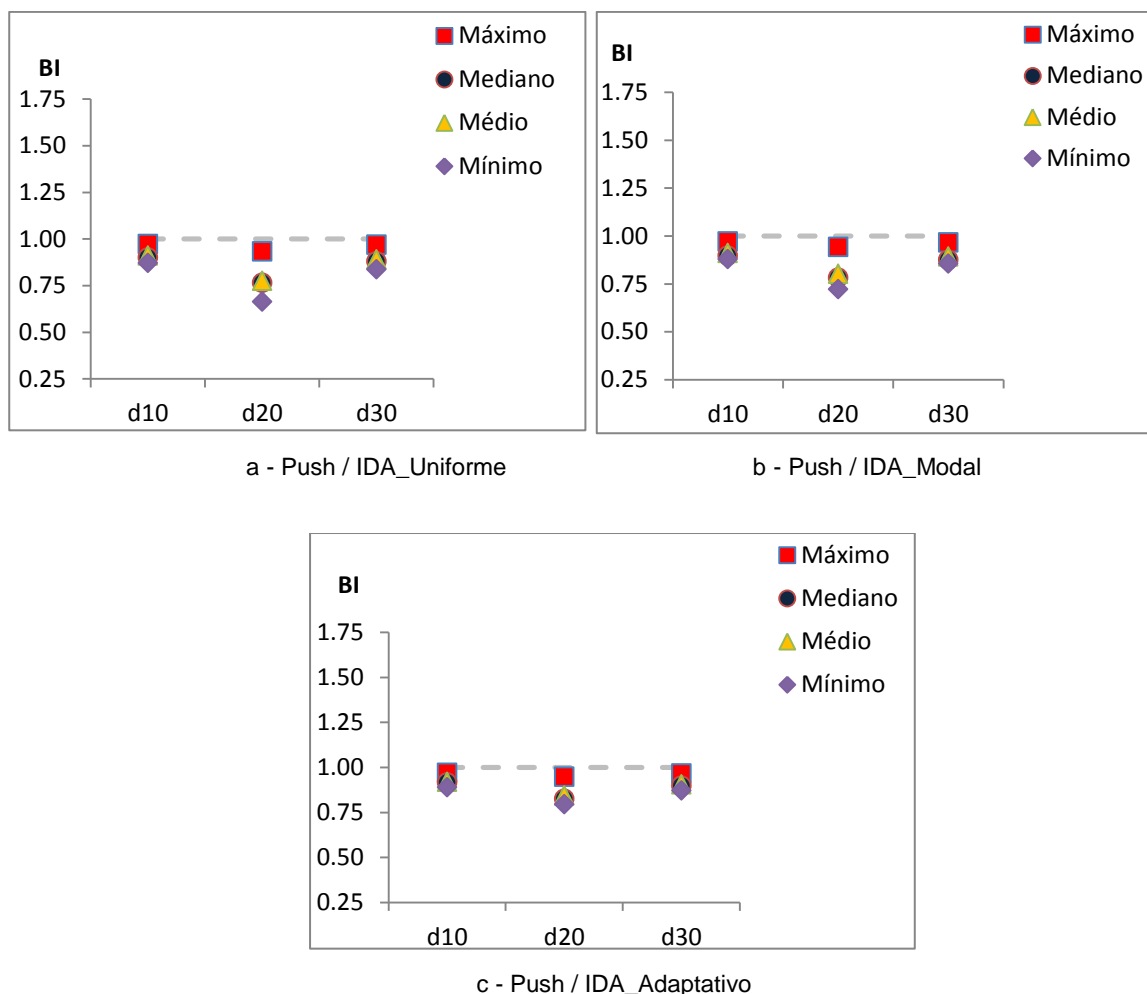


Figura 5.21 - BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para os momentos de cada nó do tabuleiro

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode-se concluir que:

- Todas as variantes às análises *pushover*: a análise *pushover* com caso de carga modal e uniforme e a análise *pushover* adaptativa apresentam resultados quase totalmente coincidentes e muito próximos de uma concordância total com os resultados das análises dinâmicas.
- Os momentos flectores do tabuleiro em função do tipo de acelerograma são uma vez mais muito semelhantes entre as duas análises, não sendo possível distinguir quais os eventos para os quais se conseguem piores estimativas.
- Em função da intensidade sísmica mantém-se o comportamento descrito, no qual a aproximação entre as várias análises *pushover* é quase perfeita e ligeiramente inferior às análises dinâmicas para o parâmetro momentos no tabuleiro.
- Os momentos flectores do tabuleiro obtidos pela análise *pushover* com caso de carga uniforme e modal e a *pushover* adaptativa são em geral inferiores aos obtidos pela análise dinâmica. Essas diferenças amenizam nos níveis de intensidade sísmica referidos no ponto anterior.
- Os momentos flectores do tabuleiro nos nós d10 e d30 nas três análises em estudo têm uma melhor aproximação à análise dinâmica relativamente ao nó de controlo d20.
- Existe uma dispersão superior para os momentos no nó de controlo (apesar de reduzida) e para as análises *pushover* uniforme e modal, explicada pela maior diferença entre os valores de BI máximos e médios/medianos. Contudo, refira-se que os resultados obtidos são semelhantes aos das análises dinâmicas.

5.4.4.4 Esforços de Corte nos Pilares

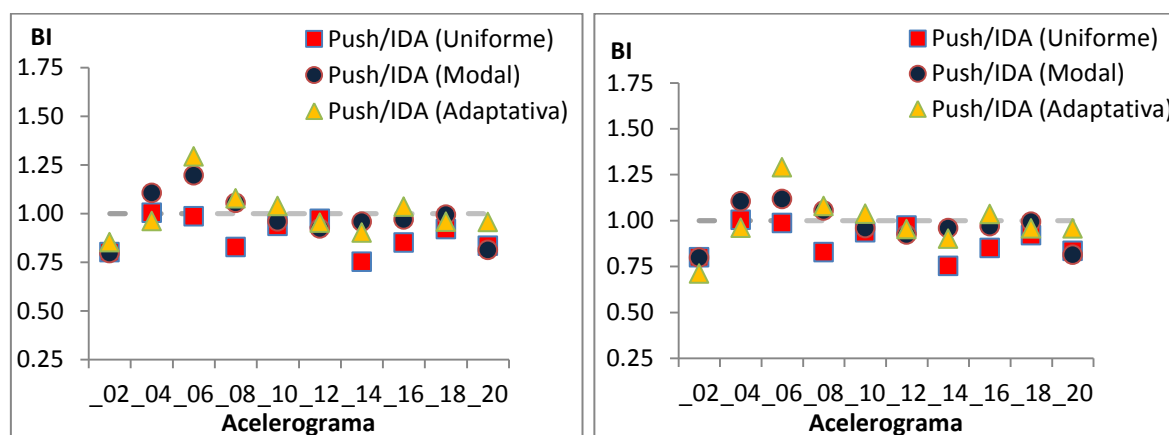


Figura 5.22 - BI com valores máximos (esquerda) e medianos (direita) para corte nos pilares em função do acelerograma

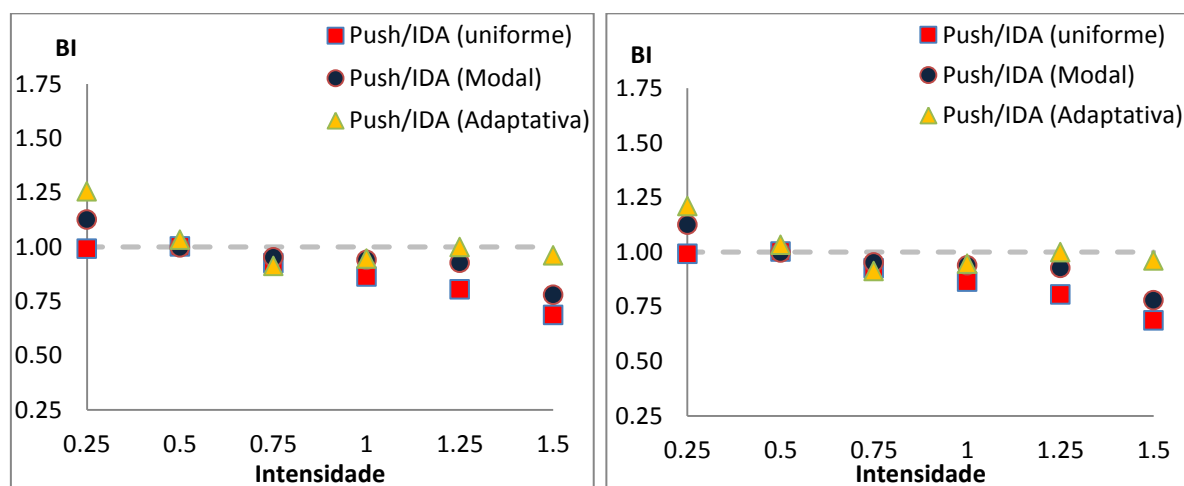


Figura 5.23 - BI com valores máximos (esquerda) e medianos (direita) para corte nos pilares em função da intensidade

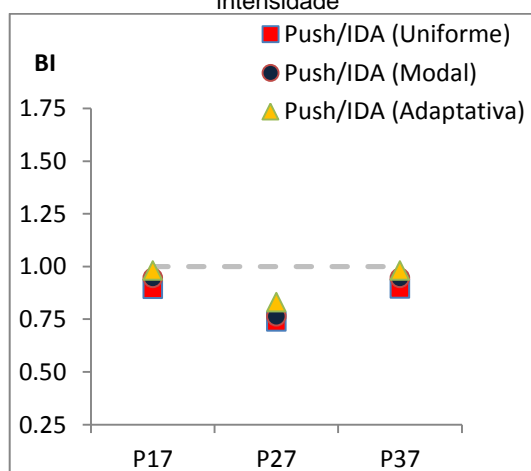


Figura 5.24 - BI com valores medianos para o corte de cada pilar

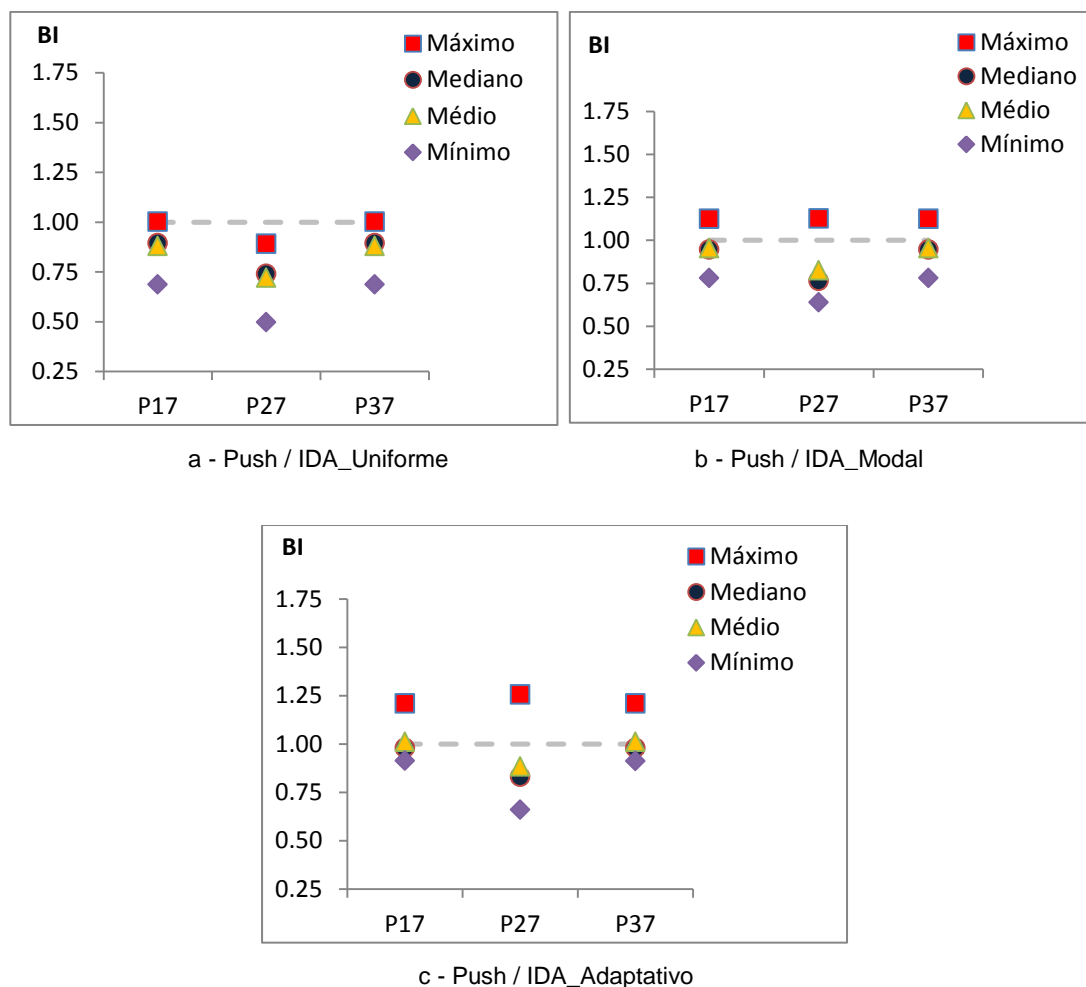


Figura 5.25 - BI com valores máximos, medianos, médios e mínimos para o corte de cada pilar

Analisando os resultados apresentados nas figuras anteriores, pode-se concluir que:

- Em geral, as três análises em estudo, *pushover* com caso de carga uniforme e modal e *pushover* adaptativa resultam em boas aproximações à análise dinâmica.
- Os esforços de corte dos pilares em função do tipo de acelerograma são semelhantes entre as duas análises, mas existem algumas diferenças não muito significativas nos acelerogramas Ac02, Ac_06 e Ac_08. Em função da intensidade para as três análises apresentam uma melhor aproximação, com destaque para os níveis de intensidade inferiores (0.25 e 0.5) e superiores (1.25 e 1.5) para a análise *pushover* adaptativa.
- Com o aumento da intensidade sísmica os esforços de corte dos pilares obtidos pela análise *pushover* com caso de carga uniforme e modal e a *pushover* adaptativa tanto são superiores como inferiores aos obtidos pela análise dinâmica. No entanto, verifica-se que com as incursões em regime não linear a estimativa dos esforços de corte nos pilares é pior para as análises *pushover* uniforme e modal comparativamente com as análises *pushover* adaptativas que apresentam uma concordância quase perfeita com as análises dinâmicas.
- Os esforços de corte nos pilares P17 e P37 nas três análises em estudo têm uma melhor aproximação à análise dinâmica relativamente ao pilar P27.
- Existe uma dispersão superior para a estimativa dos esforços de corte no pilar P27 em todas as variantes de análise *pushover*.

6. CONCLUSÕES

Através da observação e da interpretação do comportamento de uma ponte face à acção sísmica e dos danos resultantes deste fenómeno, foi possível identificar os aspectos que mais influenciam a vulnerabilidade sísmica destas estruturas bem como localizar as correspondentes zonas críticas. Sob o efeito da acção dos sismos, os danos que causam o colapso de pontes de betão armado acontecem devido à incapacidade dos elementos estruturais dissiparem a energia transmitida pelo sismo. Esta capacidade de libertar a energia do sismo pelos elementos é tanto maior quanto maior a sua incursão em regime não linear. Torna-se, portanto, claro que a consideração do comportamento não linear material nas análises de avaliação sísmica de estruturas é um ponto essencial para a correcta avaliação do comportamento sísmico de pontes.

Esta dissertação teve como objectivo estudar, comparar e aplicar várias metodologias de avaliação da segurança sísmica de pontes em betão armado. O comportamento estrutural e a segurança da estrutura foram avaliados fazendo uso de metodologias mais simplificadas, como as análises não lineares estáticas, denominadas também por análises *pushover* e comparando estes resultados com procedimentos mais robustos, como é o caso das análises dinâmicas.

Neste estudo em que se aplicou um conjunto de análises *pushover*, através da imposição de um carregamento monotónico à estrutura até esta responder em domínio não linear, foram expostos os diferentes modelos de comportamento do betão e do aço, assim como o modelo do comportamento material dos elementos de betão armado que admite a plasticidade distribuída ao longo da extensão dos elementos, usando o programa de cálculo automático, SeismoStruct. Foi também apresentada uma descrição mais completa das análises não lineares estáticas, convencional e adaptativa, e do método N2 que é o procedimento para a avaliação do desempenho estrutural utilizado nesta dissertação, e por fim foram expostas algumas considerações às análises não lineares dinâmicas.

Assim, com o intuito de comparar as análises *pushover* com as análises não lineares dinâmicas foi apresentada detalhadamente a ponte em estudo bem como a base sísmica utilizada e foram determinadas as curvas de capacidade estrutural para uma análise *pushover* convencional com perfil de carregamento uniforme e modal e adaptativa com e sem amplificação espectral. Os pontos de desempenho obtidos pelas análises *pushover*, através do método N2 foram comparados com os das análises incrementais dinâmicas. O desempenho estrutural foi analisado através de diferentes parâmetros de resposta, como deslocamentos do tabuleiro, momentos dos pilares e do tabuleiro, bem como esforços de corte nos pilares da ponte, obtidas pelas diferentes possibilidades de análises atrás referidas e apresentados segundo o factor BI (Bridge Index), que representa a razão entre as análises não lineares estáticas e dinâmicas, fornecendo imediatamente o grau de aproximação entre as duas metodologias.

Com os resultados obtidos neste estudo foi possível concluir que o desempenho estrutural da ponte capturado através das diferentes variantes de análise *pushover* apresenta uma elevada aproximação às avaliações por análises incrementais dinâmicas. Esta constatação é no entanto menos evidente para intensidades sísmicas associadas a incursões em regime não linear superior na estrutura, verificando-se como esperado desvios entre as análises *pushover* e dinâmica.

Este estudo permitiu ainda observar uma boa concordância na capacidade estrutural da ponte captada pelas diferentes variantes de análise *pushover* – convencional uniforme e modal, e adaptativa com e sem amplificação espectral. Salienta-se contudo que entre as análises *pushover* aquela que apresenta uma maior aproximação aos resultados das análises dinâmicas, para todos os níveis de intensidade, é a análise *pushover* modal. Este facto é justificado pela importância que o primeiro modo de vibração transversal apresenta nesta estrutura, com uma participação modal de 70% da massa ao longo das várias fases da análise. Porém, para estruturas em que esse modo de vibração mobilize menos massa modal este comportamento não será expectável.

Relativamente ao desempenho estrutural captado através das análises *pushover* adaptativas há a referir que a utilização do procedimento de análise estática N2 poderá ter enviesado os resultados devido à sua menor robustez e incapacidade para ter em consideração a influência dos modos de vibração superiores. No entanto decidiu-se manter este método pela sua aplicação simples e expedita, por ser o recomendado pelo Eurocódigo 8 e também para não adicionar dispersão à comparação entre as várias metodologias de análise *pushover*. Deste modo, como forma de melhorar os resultados do desempenho estrutural dever-se-á aplicar o procedimento de análise estática ACSM (*Adaptive Capacity Spectrum Method*), que tem em conta com estas limitações.

O estudo paramétrico dos vários parâmetros de resposta (deslocamentos, momentos e esforços de corte) permitiu concluir que as várias metodologias de análise *pushover*, em comparação com as dinâmicas incrementais, em geral, não diferem significativamente. Apesar dos valores dos parâmetros avaliados se aproximarem bastante, nos deslocamentos do tabuleiro e nos momentos flectores dos pilares encontram-se ligeiras diferenças para a análise *pushover* adaptativa.

De uma forma geral, com o estudo paramétrico realizado foi possível concluir que os deslocamentos do tabuleiro e os momentos flectores dos pilares obtidos pela análise *pushover* com um perfil de carga uniforme são em geral inferiores aos obtidos pela análise dinâmica, enquanto que as análises *pushover* com um perfil de carga modal e as análises *pushover* adaptativas já são superiores. Estas diferenças verificadas nas anteriores modalidades de análise são contudo atenuadas com o aumento da intensidade sísmica. Os momentos flectores avaliados no tabuleiro e obtidos pelas diferentes análises *pushover* são em geral inferiores aos obtidos pela análise dinâmica; ao passo que para os esforços de corte dos pilares esta tendência não é tão evidente.

Conclui-se também que o pilar e o nó do tabuleiro mais afastado dos encontros, nomeadamente o pilar P27 e o nó d20, são os mais vulneráveis e que os momentos flectores avaliados nos pilares e no tabuleiro, e os esforços de corte nos pilares e obtidos pelas diferentes análises *pushover* resultam em algumas diferenças, não muito significativas, comparando com a análise dinâmica.

Como conclusão final deste trabalho, as análises estáticas não lineares, análises *pushover*, constituem uma ferramenta válida, prática e eficiente para a análise sísmica de pontes regulares em betão armado, tendo-se revelado como alternativa às análises mais robustas e complexas como são as análises dinâmicas. Contudo, e de modo a sustentar a anterior afirmação, será necessário estender este estudo a diferentes estruturas, com características geométricas e materiais diferentes, aplicando uma técnica para a definição do ponto de desempenho estrutural mais robusta, como é o caso do procedimento ACSM.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Seismosoft. SeismoStruct. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures available online from <http://www.seismosoft.com>, 2006.
- [2] Guerreiro, L. *Acção Sísmica*. Apontamentos de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, Fevereiro de 2011. www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos_didaticos.htm. Dezembro de 2011
- [3] Carvalho, A. *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009
- [4] Delgado, P. *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2000.
- [5] Ribeiro, R. *Análise “Pushover” de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [6] Comité Européen de Normalisation. *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance -Part 2: Bridges*. Bruxelas, 2004.
- [7] Vila Pouca, N. *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2001.
- [8] Goltz, J.D. *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: General Reconnaissance Report*. Report NCEER-94-0005, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- [9] Oliveira, C., et al. *O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 Janeiro de 1994: Ensinamentos para Portugal*, IST, FEUP, 1995.
- [10] NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering. (2000). Image Database. www.nisee.org. Janeiro de 2012
- [11] Broderick, B.M., et al. *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analysis*. Research Report ESEE 94/4, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Imperial College, London.
- [12] U.S. Geological Survey, www.usgs.gov, Janeiro de 2012.
- [13] Comité Européen de Normalisation. *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Bruxelas, 2004.
- [14] Coutinho, D. *Análise “Pushover” de Edifícios em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [15] Papanikolaou, V., Elnashai, A.S., Pareja, J.F. *Limits of applicability of conventional and advanced pushover analysis for seismic response assessment*. Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.
- [16] Bracci, J.M., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. *Seismic performance and retrofit evaluation of RC structures*. Journal of Structural Engineering, 1997, Vol.123, 3-10.

- [17] Marques, M. *Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2011.
- [18] OPCM. *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica de territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica Italy* — OPCM 3274, 2003.
- [19] FEMA273. *Federal Emergency Management Agency*. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, 1997.
- [20] FEMA356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [21] ATC40. *Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concret buildings*, Vol. 1 and 2. 1996.
- [22] Freeman, S., Nicoletti, J., & JV, T. *Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of puget sound naval shipyard*. Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers, Berkeley, 1975
- [23] Freeman, S. *Development and use of capacity spectrum method*. Proceedings of the Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering, Seattle, 1998.
- [24] FEMA440. *Federal Emergency Management Agency. Improvement of inelastic seismic analysis procedures*. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [25] Fajfar, Peter, Fischinger, M. *Nonlinear Seismic Analysis of RC Buildings: Implications of a Case Study*. European Earthquake Engineering, vol. 1, 31-43. 1987.
- [26] Fajfar, Peter, Fischinger, M. *N2 - A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Buildings*. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Kyoto, vol. V, 111-116. 1988.
- [27] Fajfar, Peter, Gaspersic, P. *The N2 - A Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 25, 23-67. 1996.
- [28] Fajfar, Peter, et al. *A Simplified Nonlinear Method for Seismic Damage Analysis of Structures*. Proceedings of Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Balkema, Rotterdam, 183-194. 1997.
- [29] Fajfar, Peter. *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 28, 979-993. 1999.
- [30] Casarotti, C., Pinho, R. *An Adaptive Capacity Spectrum Method and Other Nonlinear Static Procedures Applied to the Seismic Assessment of Bridges*. Proceedings of the 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop, Pavia, Italy, 2007.
- [31] Chopra, A. K., & Goel, R. K. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 3 (3), 561-582.

- [32] Kalkan, E., & Kunnath, S. K. *Adaptive Modal Combination Procedure for nonlinear static analysis of building structures*. Journal of Structural Engineering, 132 (11), 1721-1731.
- [33] Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E., & Freeman, S. A. *The Capacity Spectrum Method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake*. Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference, Oakland, CA, USA, pp. 501-510.
- [34] Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, 2007, Pavia, Italy, pp. 721.
- [35] Gupta, B., & Kunnath, S. K.. *Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures*. *Earthquake Spectra*, 2000, 16 (2), 367-391.
- [36] Bozorgnia, Y., & Bertero, V. *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. CRC Press, 2004 pp. 1152.
- [37] Chen, W. e Duan, L. *Bridge Engineering – Seismic Design*, CRC Press, 2003.
- [38] EERI, Earthquake Spectra. *Costa Rica Earthquake of April 22, 1991: Reconnaissance Report*, 1991, Vol. 7
- [39] Guerreiro, L. *Danos em Pontes*. Apontamentos de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, Fevereiro de 2011. www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos_didaticos.htm. Dezembro de 2011
- [40] Computers & Structures, Inc. SAP2000 – Structural Analysis Program. Berkeley California, U.S.A., 2005.
- [41] Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. *Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis*. Journal of Earthquake Engineering, 2012, 14, 38-68.
- [42] Casarotti, C, Pinho, R. *Seismic Response of Continuous Span Bridges Through Fiber-Based Finite Element Analysis*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 5, no. 1, 119-131, 2006.
- [43] Izzuddin, B. A. *Nonlinear dynamic analysis of framed structures*. PhD thesis, Imperial College, University of London, Department of Civil Engineering, London, UK, 1991.
- [44] Antoniou, S., Pinho, R. *Advantages and Limitations of Adaptive and Non-Adaptive Force-Based Pushover Procedures*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 8, no. 4, 497-522, 2004.
- [45] Mander, J.B., et al. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, 1804-1826, 1998.
- [46] Yassin, M.H.M. *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures Under Monotonic and Cyclic Loads*. PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA, 1994.
- [47] Menegotto, M., Pinto, P.E. *Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On Well Defined Repeated Loads*, IABS Reports Vol. 13. Lisbon, 1973.
- [48] Filippou, F.C., et al. (1983). *Modelling of R/C Joints Under Cyclic Excitations*. Journal of Structural Engineering, vol. 109, no. 11, 2666-2684.

- [49] Vaz, C.T. *Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado – Verificação da segurança*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.
- [50] Kappos, A., Paraskeva, T., *Nonlinear Static Analysis of Bridges Accounting for Higher Mode Effects*, Workshop em Métodos Estáticos Não Lineares para o Dimensionamento/Avaliação de Estruturas Tridimensionais, Lisboa, 2008.
- [51] Guedes, J.P.M. *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges. Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1997.
- [52] Pinto, A., et al. *Pseudo-Dynamic Testing of Large-Scale R/C Bridges*. Report EUR 16378 EN, Joint Research Centre, Ispra, Italia, 1996.
- [53] Calvi, M. *PREC8-Bridge Models for PSD Testing. Design Documents, Department of Structural Mechanics*, University of Pavia, Italy, 1994.
- [54] Calvi, G., Pinto, P. *Irregular Bridges Designed According to Eurocode 8 - Numerical and Experimental Verifications*. Proceedings of the 1st Japan-Italy Workshop on Seismic Design of Bridges, Tsukuba, technical memorandum of PWRI N.3369, 1995.
- [55] Priestley, M. J. N., et al. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons Inc., New York, 1996.
- [56] Casarotti, Chiara, et al. *Adaptive Pushover-based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures*. IUSS Press, ROSE School, Pavia, Italy, 2005.
- [57] Pinho, R., et al *Assessment of Continuous Span Bridges through Nonlinear Static Procedure*, 2008.
- [58] Lam, I.P., Martin, G.R. *Seismic Design of Highway Bridge Foundations Volume II: Design Procedures and Guidelines*. Report FHWA/RD-86/102, June, Earth Technology Corporation, Long Beach, 1986.
- [59] SAC Joint Venture. *Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1. Draft Report, March 21*, Sacramento, USA, 1997.

A. ANEXO

Apresentam-se as curvas dos pontos de desempenho para comparar as análises pushover realizadas pelo método N2 com os resultados obtidos das análises dinâmicas.

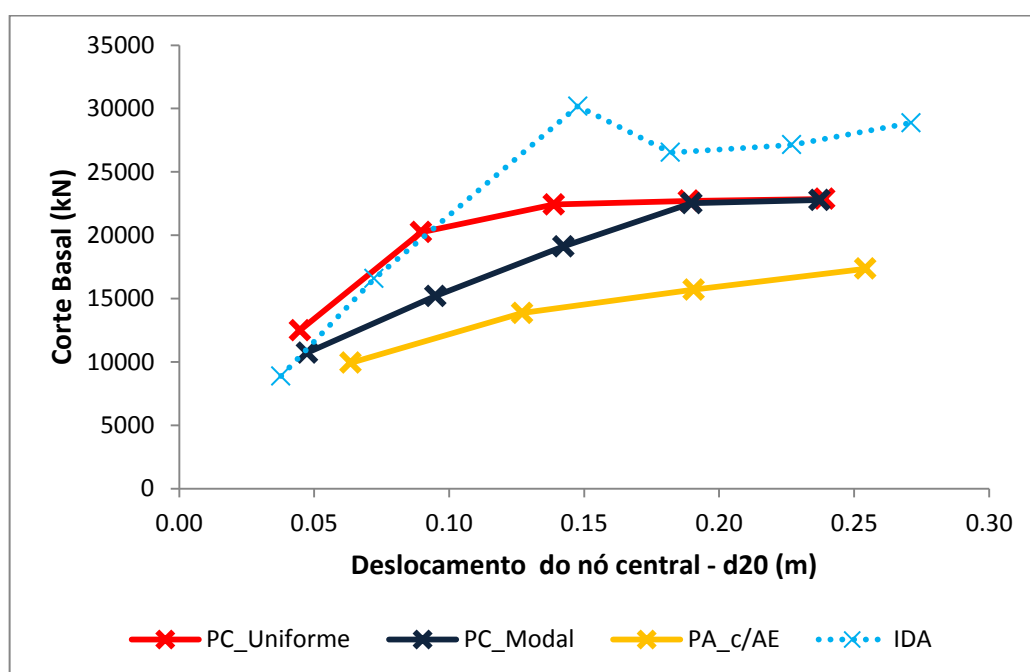


Figura A. 1 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_02)

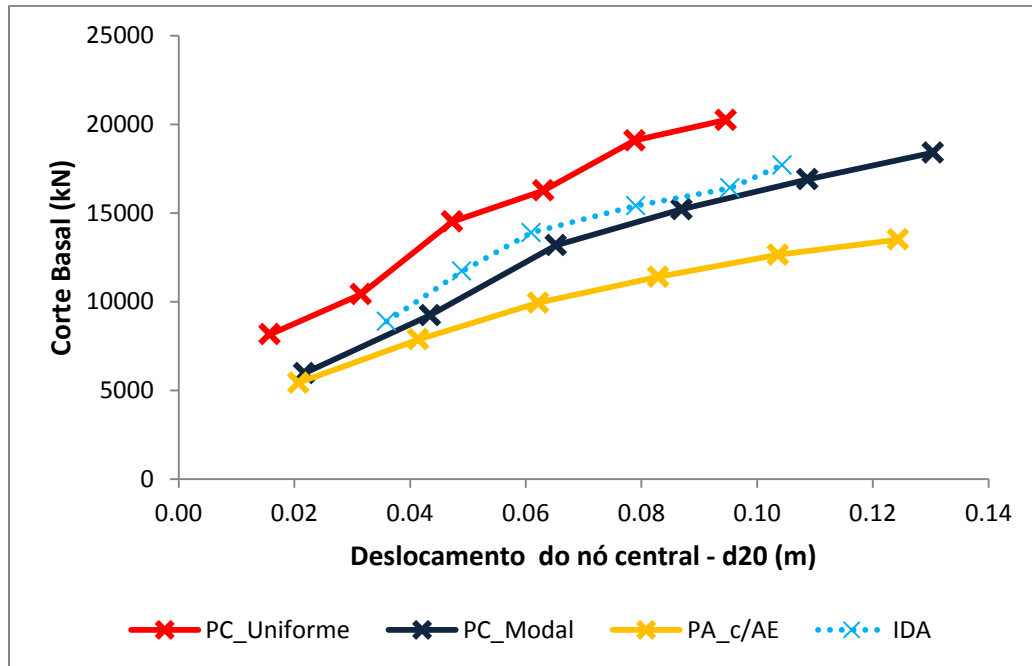


Figura A. 2 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_04)

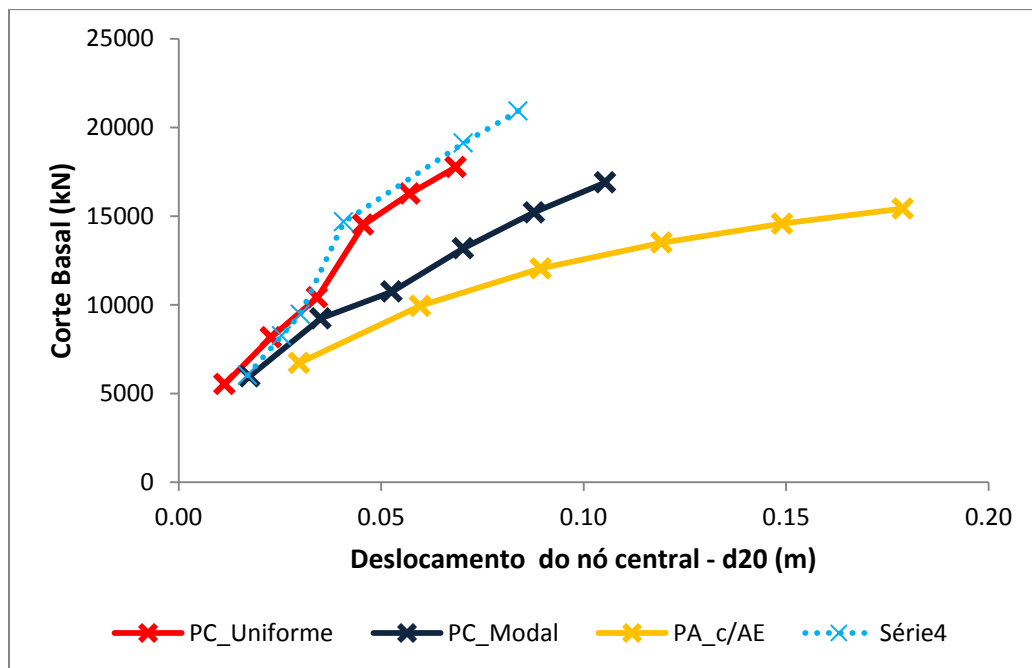


Figura A. 3 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_06)

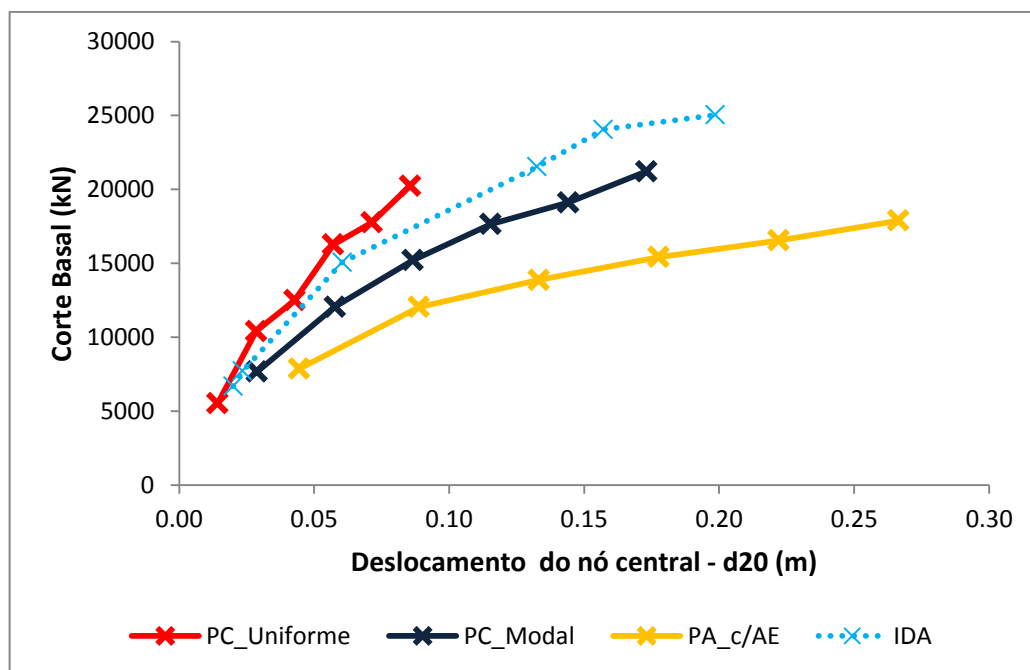


Figura A. 4 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_08)

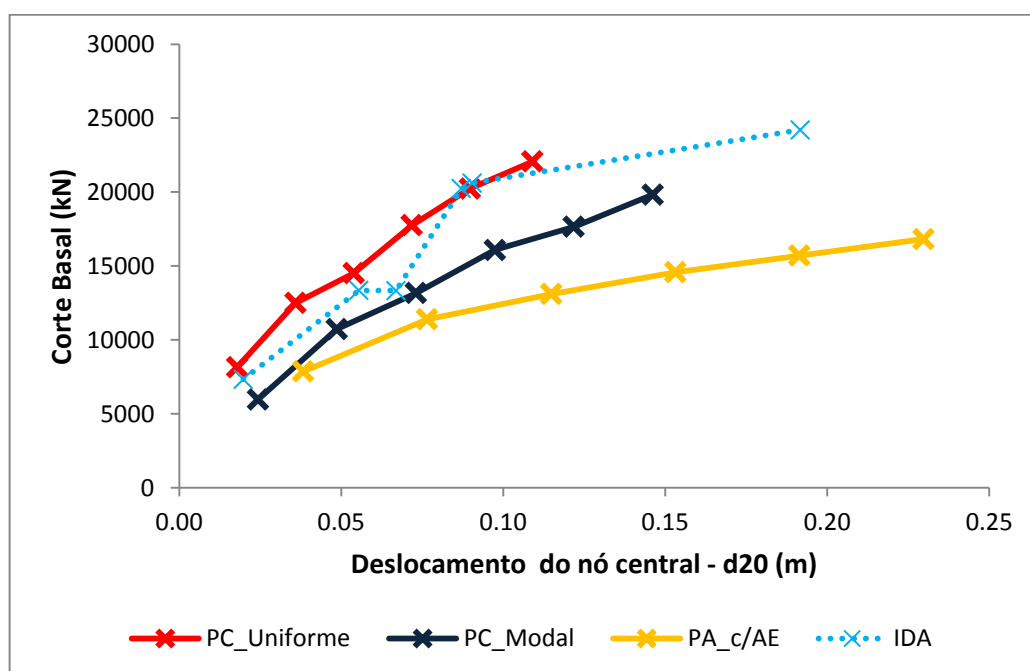


Figura A. 5 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_10)

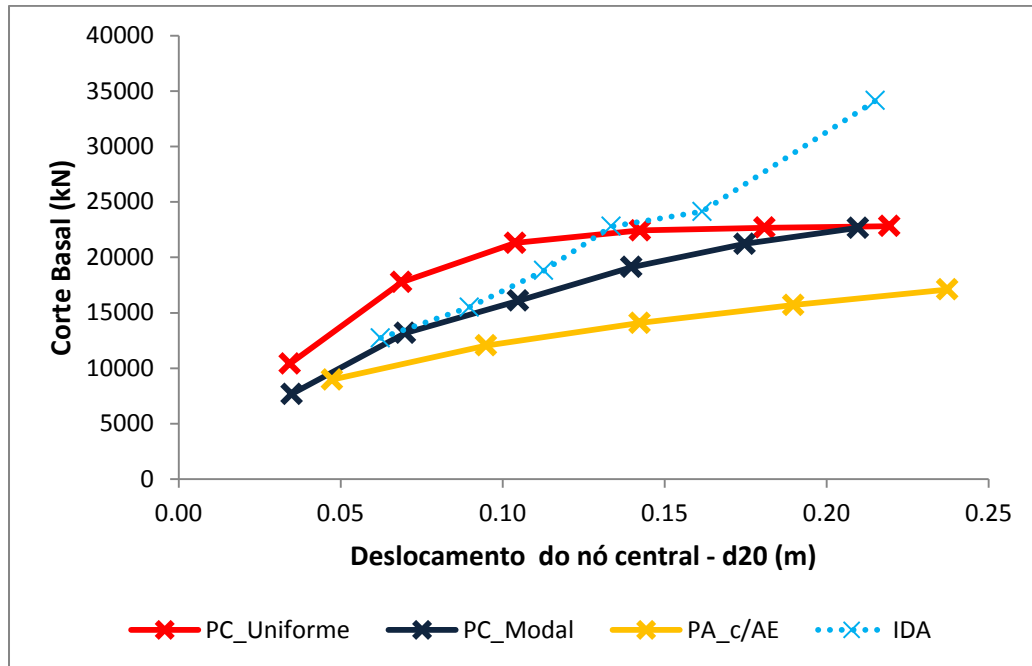


Figura A. 6 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_12)

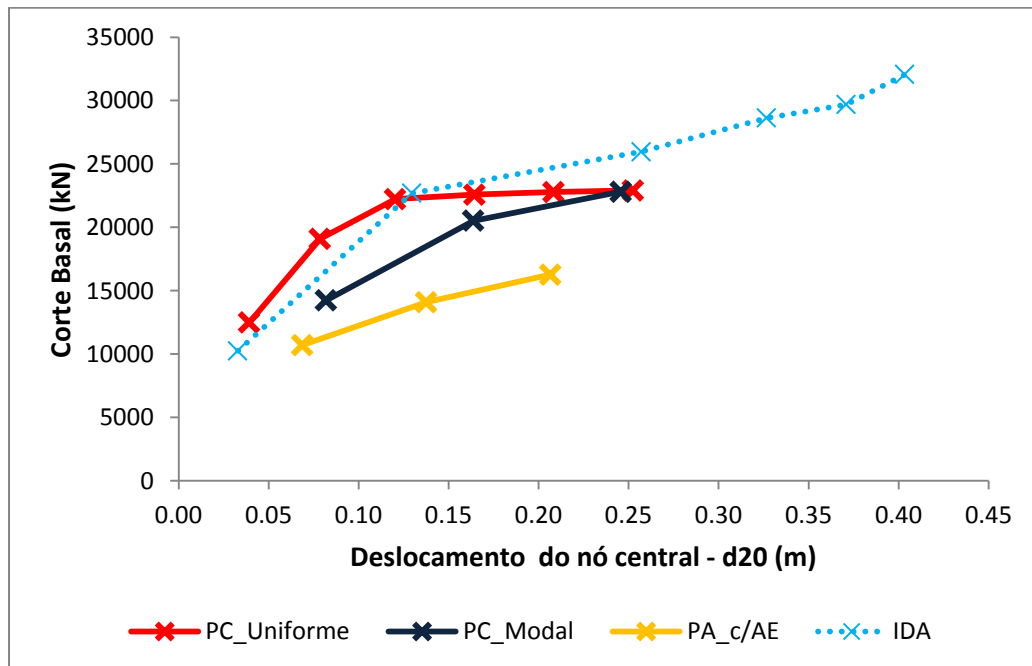


Figura A. 7 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_14)

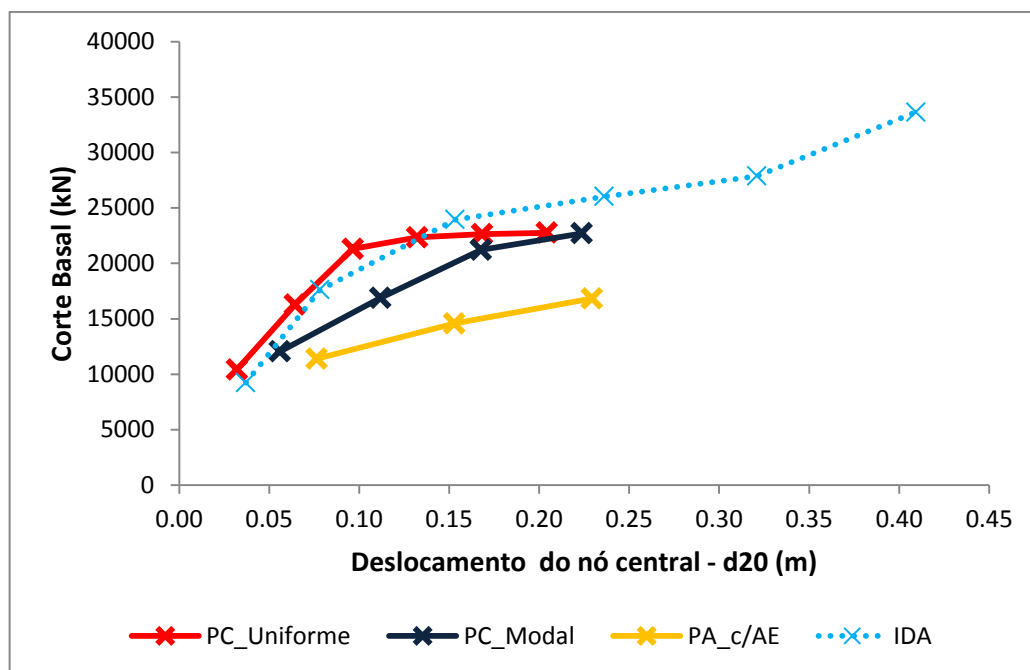


Figura A. 8 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_16)

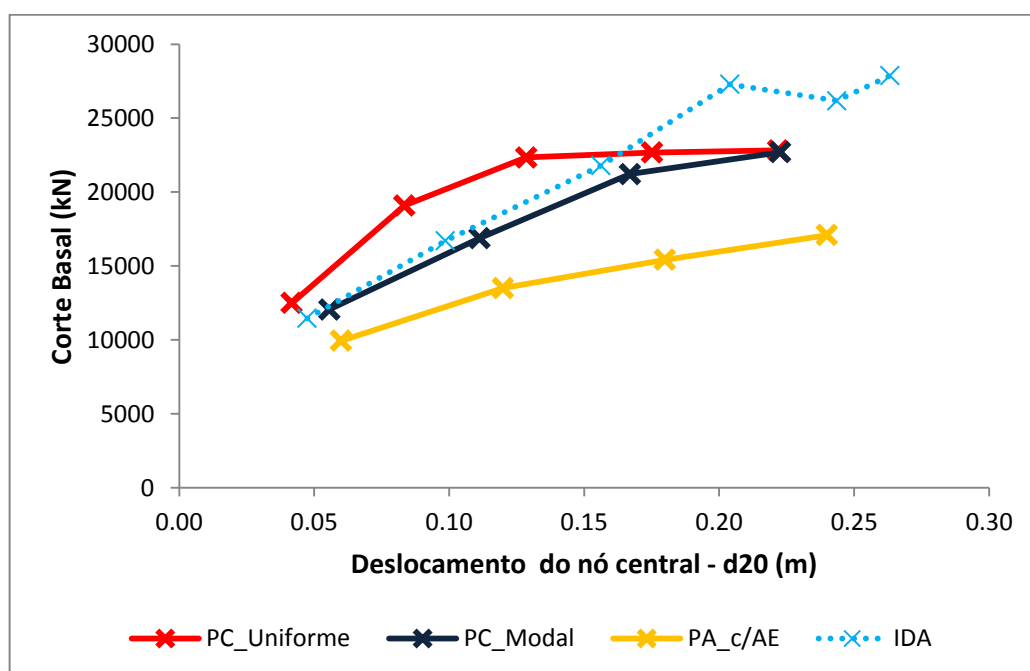


Figura A. 9 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_18)

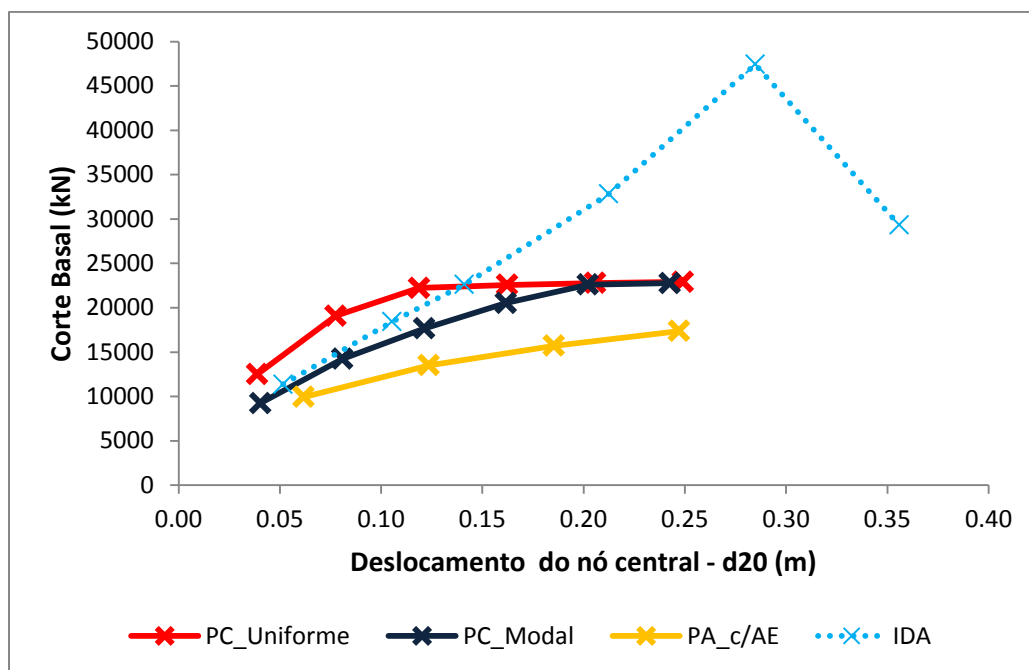


Figura A. 10 - Pontos de desempenho para o acelerograma (Ac_20)